



PONTI E VIADOTTI

Soluzioni di fissaggio post-installato
in calcestruzzo



INDICE

1. Contenuto di questo white paper	3
2. Prospettive e sfide per ponti e viadotti	4
3. Panoramica delle applicazioni in ponti e viadotti	5
3.1 Panoramica delle applicazioni	5
3.2 Panoramica del quadro normativo per i sistemi di fissaggio post-installati	8
3.2.1 Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN)	8
3.2.2 Organizzazione europea per la valutazione tecnica (EOTA)	8
3.2.3 Documento di Europeo di Valutazione (EAD)	8
3.2.4 Valutazione tecnica europea (ETA)	8
3.2.5 Organismi di Valutazione Tecnica (TAB)	8
3.2.6 Rapporti tecnici (TR)	9
3.2.7 Eurocodici	9
4. Estensione e aggiunta di elementi in calcestruzzo	10
4.1 Cosa sono	10
4.2 Principi di progettazione	10
4.3 Progettazione statica di connessioni strutturali con armatura post-installata	12
4.3.1 Lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate secondo EC 2-1	12
4.3.2 Lunghezza di sovrapposizione delle armature post-installate secondo EC2-1	13
4.3.3 Lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate secondo TR 069	14
4.4 Progettazione sismica di connessioni strutturali con armatura post-installata	17
4.5 Requisito di vita utile di 100 anni	18
4.6 Installazione	18
4.7 Soluzioni consigliate da Hilti	20
5. Sovrapposizione strati di calcestruzzo	21
5.1 Cosa sono	21
5.2 Principi di progettazione	22
5.3 Progettazione della resistenza dell'interfaccia a taglio secondo il TR 066	23
5.3.1 Resistenza statica di progetto secondo TR 066	23
5.3.2 Progettazione in condizioni sismiche	24
5.3.3 Progettazione a fatica	25
5.4 Progettazione della resistenza dell'interfaccia a taglio secondo il metodo Hilti	26
5.5 Installazione	27
5.6 Soluzioni consigliate da Hilti	28
6. Fissaggi della piastra di base	30
6.1 Cosa sono	30
6.2 Principi di progettazione	31
6.3 Progettazione statica	32
6.4 Progettazione sismica	34
6.5 Requisito di vita utile di 100 anni	36
6.6 Corrosione	37
6.7 Installazione	39

7. Reference

41

1. CONTENUTO DI QUESTO WHITE PAPER

Questo documento fornisce una panoramica delle principali applicazioni nel campo dei sistemi di fissaggio che possono essere gestiti attraverso soluzioni post-installate. Per ogni cluster applicativo, verranno presentati il quadro normativo, il metodo di progettazione e gli approcci per valutare e selezionare la soluzione giusta.

L'area di interesse è quella dei ponti e dei viadotti. A causa delle differenze normative, l'area geografica a cui si riferisce il documento è orientata principalmente ai mercati guidati dall'Eurocodice, anche se le applicazioni e i sistemi di soluzione possono essere di interesse più ampio.

In questo articolo presentiamo tre applicazioni:

- Estensioni e Aggiunta di elementi in calcestruzzo: estensioni o aggiunta di elementi strutturali in calcestruzzo attraverso connessioni con ferri di armatura post-installati
- Sovrapposizione di due strati di calcestruzzo: rinforzo di elementi strutturali in calcestruzzo o risanamento di superfici attraverso il ringrosso della sezione creato applicando un nuovo strato di calcestruzzo collegato alla parte esistente tramite connettori post-installati
- Fissaggio della piastra di base: ancoraggio di strutture/apparecchiature in acciaio al calcestruzzo con sistemi post-installati

Il documento fornisce una panoramica della teoria e dei metodi di calcolo ma non intende fornire una spiegazione completa ed esaustiva. Nel caso in cui il lettore desideri avere un quadro completo dei metodi di progettazione, si consiglia di consultare il manuale Hilti di riferimento per l'applicazione.

2. PROSPETTIVE E SFIDE PER PONTI E VIADOTTI

Come risulta dal Rapporto sulle prestazioni della TEN-T [1] pubblicato nel 2020 dalla Conferenza biennale dei direttori delle strade europee (CEDR), circa il 2% dell'intera rete stradale transeuropea (71000 km) è costituito da ponti di lunghezza superiore a 100 metri.

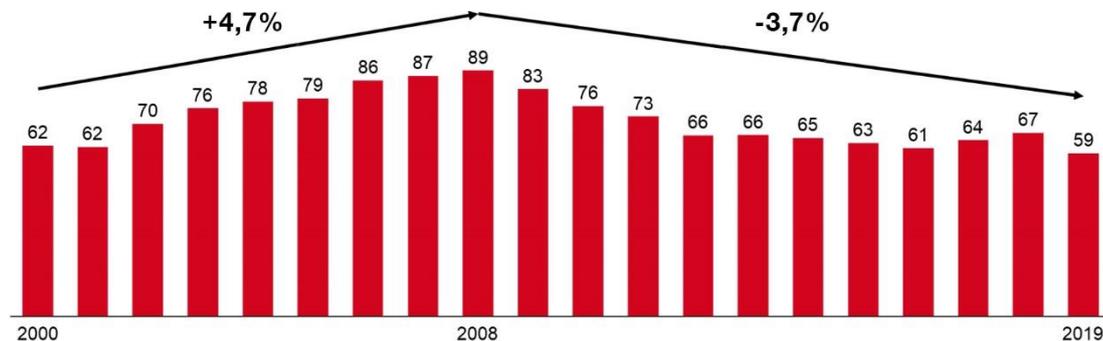
Oggi si possono osservare due sfide principali:

- La rete di trasporto infrastrutturale è obsoleta: molti dei ponti sono stati costruiti durante il boom economico degli anni Cinquanta e hanno ormai raggiunto la fine della loro vita utile. La maggior parte dei ponti, inoltre, trasporta un numero di veicoli significativamente superiore a quello originariamente previsto (direi anche che la massa di questi veicoli è aumentata nel tempo). Per questo motivo la manutenzione, l'ispezione e il monitoraggio dei ponti sono di importanza fondamentale. Inoltre, i recenti tragici eventi, come il crollo del ponte Morandi di Genova, non fanno che sottolineare questa urgenza.
- Aumento della domanda di trasporto: Come riportato dal CEDR, la domanda sulla rete in termini di flussi di traffico è in aumento. Le amministrazioni stradali nazionali prevedono di aumentare la capacità migliorando il 31% delle attuali sezioni della rete.

Se si considerano i precedenti investimenti e le spese di manutenzione, l'Organizzazione per la Cooperazione e lo Sviluppo Economico (OCSE) mostra (Figura 2.1) un trend negativo nel settore dei trasporti a partire dalla crisi economica e finanziaria del 2008 [2]:

Figura 2.1

Investimenti e manutenzione delle infrastrutture di trasporto spesa nell'Eurozona



Valori in miliardi di Euro Fonte: Dati OECD. Calcoli propri dell'autore.

Sebbene la debolezza di ponti e viadotti dovuta all'invecchiamento e all'aumento della domanda in tutta Europa sia grave, i Paesi occidentali, come riportato dal New York Times [3], non hanno ancora affrontato la situazione attuale come una priorità. Il crollo del ponte Morandi in Italia viene solitamente preso come esempio, ma modelli simili si possono trovare in altri Paesi europei:

Francia: Nel luglio 2018 è stato commissionato uno studio dal Ministero dei Trasporti. Il quotidiano Le Monde [4], riportando lo studio, ha sottolineato che circa 12000 ponti sono sotto inchiesta e che il 7% presenta danni che, se non affrontati, potrebbero portare al crollo.

Germania: Negli ultimi anni molti studi [5] hanno lanciato l'allarme sulla mancanza di investimenti nella manutenzione delle infrastrutture. Secondo l'Istituto federale di ricerca autostradale tedesco (BAST), dei 39621 ponti considerati, il 10,6% è in condizioni insoddisfacenti e l'1,8% è inadeguato.

Tuttavia, la consapevolezza del governo sulla necessità di rinnovare le infrastrutture sta aumentando. A titolo di esempio, nell'ultimo rapporto italiano sulla pianificazione delle infrastrutture strategiche [6], sono stati stanziati circa 220 miliardi di euro in investimenti, e una quota rilevante è stata destinata alla manutenzione e al miglioramento degli attuali asset di trasporto.

3. PANORAMICA DELLE APPLICAZIONI IN PONTI E VIADOTTI

L'invecchiamento di ponti e viadotti e la necessità di far fronte all'aumento del traffico richiedono la ristrutturazione di parte dell'attuale patrimonio infrastrutturale. La ristrutturazione, in questo contesto, non comprende solo il rinforzo strutturale, la riparazione e interventi di miglioramento strutturale delle strutture del ponte, ma anche modifiche geometriche come l'allargamento dell'impalcato per aumentare la capacità di traffico.

Le soluzioni di fissaggio post-installate sono ben note in tutto il mondo e ampiamente utilizzate per l'intera durata di vita delle infrastrutture, compresi i lavori di ristrutturazione e manutenzione. In quanto sistemi innovativi, le soluzioni post-installate sono state soggette a una rapida evoluzione del relativo quadro normativo, sia in termini di procedure di qualificazione del prodotto che di metodi di progettazione.

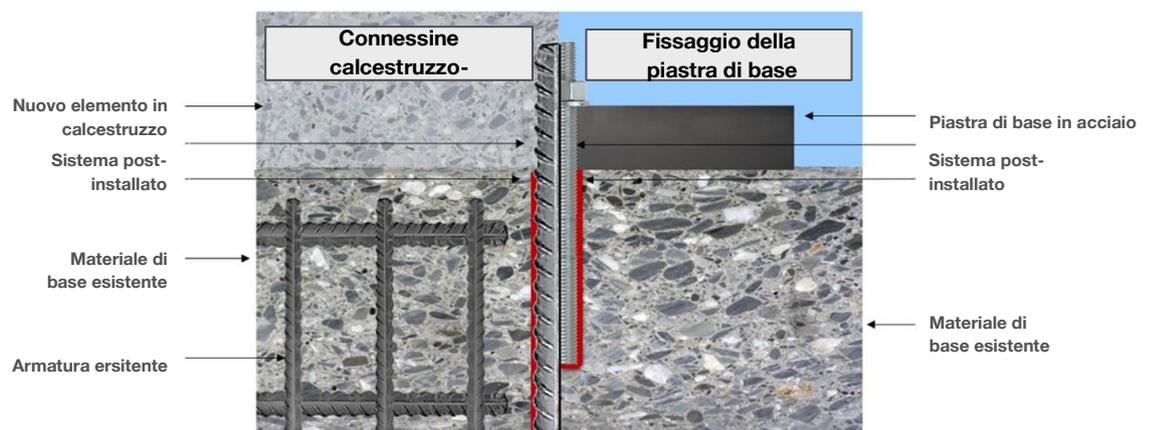
Alla luce di queste premesse, lo scopo di questo white paper è quello di supportare il progettista nel fornire un quadro generale di quando le soluzioni di ancoraggio post-installate possono essere adottate per gestire applicazioni specifiche nella ristrutturazione e manutenzione di ponti e viadotti.

3.1 Panoramica delle applicazioni

La prima distinzione principale per descrivere un sistema di fissaggio post-installato è la natura dell'elemento che viene fissato attraverso l'ancoraggio post-installato. Il nuovo elemento può essere un nuovo strato o elemento di calcestruzzo o una piastra di base in acciaio (Figura 3.1). Poiché le strutture in calcestruzzo sono le più comuni nel panorama infrastrutturale, il presente documento si occupa principalmente delle applicazioni con il calcestruzzo come materiale di base.

Figura 3.1

Distinzione tra applicazioni calcestruzzo-calcestruzzo (C2C) e piastre di base (BP)

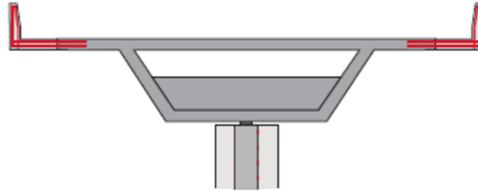


Nelle connessioni calcestruzzo-calcestruzzo, le applicazioni si possono raggruppare in due macrocategorie (Figura 3.2 e 3.3). La prima macrocategoria include due applicazioni tipicamente utilizzate per sviluppare una nuova connessione strutturale monolitica che sono l'estensione di un elemento in calcestruzzo con sovrapposizione delle armature esistenti a quelle nuove post installate (ad esempio, l'estensione di una trave, un pilastro) e l'aggiunta di un elemento nuovo in calcestruzzo mediante barre di armatura post-installate senza sovrapposizione alle armature esistenti (ad esempio, l'aggiunta di una trave su una parete esistente o pilastro su fondazione esistente). La seconda macrocategoria invece riguarda la sovrapposizione di due strati di calcestruzzo. Questa viene spesso adottata per rafforzare o riparare una struttura esistente gettando un nuovo strato di calcestruzzo in modo da ringrossare la sezione trasversale dell'elemento.

Figura 3.3

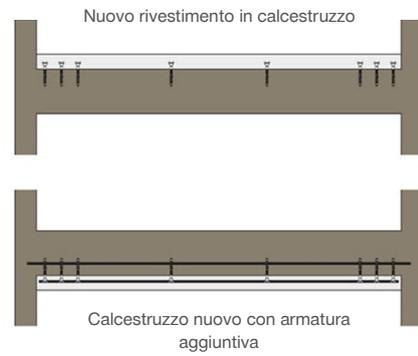
Esempi di applicazione: distinzione tra estensione, aggiunta di elementi e la sovrapposizione di calcestruzzo in ponti e viadotti

Estensione impalcato e l'aggiunta di elementi nuovi in calcestruzzo

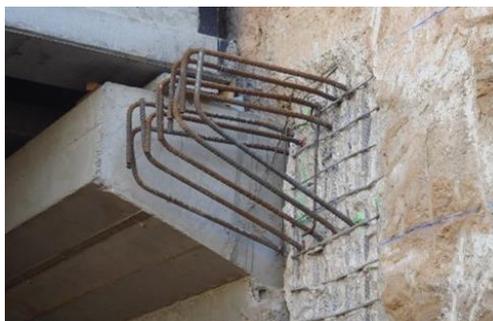
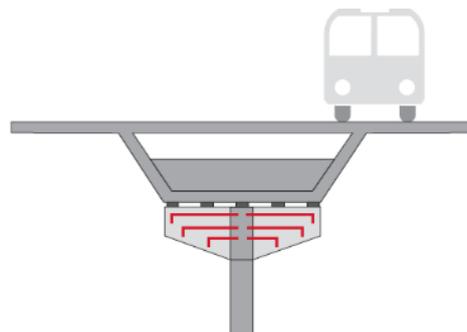


Ampliamento del ponte

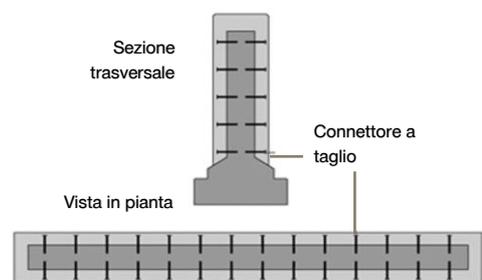
Sovrapposizione di strati di calcestruzzo



Rinforzo dell'impalcato del ponte



Mensole del ponte (nuovo elemento orizzontale su un elemento esistente verticale)



Rinforzo strutturale di una pila a parete piena con sovrapposizione di calcestruzzo tramite connettori a taglio

Figura 3.2

Raggruppamento schematico delle applicazioni calcestruzzo-calcestruzzo



Sia le estensioni e l'aggiunta di elementi nuovi sia i rinforzi tramite sovrapposizione di strati trovano applicazione a livello di impalcato, lungo i pilastri e nelle fondazioni.

Per quanto riguarda invece il fissaggio delle piastre di base, le applicazioni più comuni delle piastre di base nei ponti e nei viadotti riguardano l'infrastruttura al confine con la strada/ferrovia a livello del ponte (Figura 3.4). Tra questi, il fissaggio di piastre di base per il retrofitting, nonché il fissaggio di barriere acustiche, ringhiere e segnaletica stradale. Altri esempi di applicazioni comuni delle piastre di base nel segmento autostradale e ferroviario sono il fissaggio delle barriere di sicurezza e l'ancoraggio dei pali per la trazione elettrica.

Figura 3.4

Esempi di applicazione: applicazioni della piastra di base in ponti e viadotti

Piastre di base per retrofitting (rinforzo strutturale)

Fissaggio della barriera acustica/antivento

Fissaggio di strutture temporanee

Fissaggio dei pali della trazione elettrica

Fissaggio del corrimano

Fissaggio della barriera di sicurezza


Sia le connessioni tra calcestruzzo e calcestruzzo sia le applicazioni della piastra di base in ponti e viadotti sono in genere selezionate sulla base di considerazioni strutturali e sono tipicamente progettate e dettagliate da un ingegnere strutturista. Questo perché un'eventuale rottura del sistema progettato può rappresentare un rischio per la vita o causare una perdita economica significativa.

Altre applicazioni che si possono trovare in ponti e viadotti sono legate alla sicurezza, ad esempio il fissaggio di vie di fuga e griglie, ancoraggio di linee di servizio di tubazioni/gas/elettricità e sistemi di

comunicazione, fissaggio di elementi temporanei e casseforme. La progettazione ha come scopi la soddisfazione dei requisiti di funzionalità e il rispetto degli stati limite ultimi. Molte sono le dimensioni che incidono sulla progettazione e che verranno discusse in questo white paper: le variabili che influiscono sulla progettazione e che verranno discusse nel presente documento sono:

- norme o/o linee guida di progettazione applicabili;
- tipo di azione: statica, sismica, a fatica;
- vita nominale dell'opera;
- esposizione alla corrosione.

Ulteriori aspetti economici o qualitativi possono essere presi in considerazione già nella progettazione o nelle specifiche, indicando i carichi di prova che sono necessari per testare la resistenza o per assicurare la qualità d'installazione dell'ancorante.

3.2 Panoramica del quadro normativo per i sistemi di fissaggio post-installati

Gli standard europei e il quadro normativo guidano le prove, la valutazione e la progettazione dei sistemi post-installati. Il regolamento sui prodotti da costruzione (CPR) stabilisce le regole armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione in Europa. Di seguito sono riportate le definizioni per facilitare la comprensione durante la lettura del documento.

3.2.1 Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN)

Il CEN, riconosciuto dall'Unione Europea (UE) come Organizzazione Europea di Standardizzazione, riunisce le conoscenze e le competenze dei suoi membri, delle imprese e dell'industria e di altre parti interessate, al fine di sviluppare gli standard europei. Il CEN fornisce una piattaforma per lo sviluppo di norme europee e altri documenti tecnici in relazione a vari tipi di prodotti, materiali, servizi e processi. Le norme contribuiscono a proteggere l'ambiente, la salute e la sicurezza dei consumatori e dei lavoratori.

3.2.2 Organizzazione europea per la valutazione tecnica (EOTA)

L'EOTA è istituita dal Regolamento (UE) n. 305/2011 e comprende tutti gli Organismi di Valutazione Tecnica (TAB) designati dagli Stati membri dell'Unione europea e dello Spazio economico europeo.

L'EOTA coordina l'applicazione delle procedure previste per le richieste di Valutazione Tecnica Europea (ETA) e per le procedure di adozione di un Documento Europeo di Valutazione (EAD). L'EOTA informa inoltre la Commissione europea e il Comitato permanente per le costruzioni di qualsiasi questione relativa alla preparazione degli EAD e suggerisce alla Commissione europea miglioramenti sulla base dell'esperienza acquisita.

3.2.3 Documento di Europeo di Valutazione (EAD)

Un Documento di Valutazione Europeo è una specifica tecnica armonizzata sviluppata dall'EOTA come base per le Valutazioni Tecniche Europee (ETA). Questa raccoglie i test, le specifiche tecniche e i limiti che un prodotto deve rispettare per poter essere adottato in una specifica applicazione. Un prodotto può ottenere una ETA solo se viene testato e rispetta i requisiti della EAD. Lo sviluppo di nuovi EAD, o la modifica di quelli esistenti, viene solitamente avviato da una richiesta di ETA da parte di un produttore.

3.2.4 Valutazione tecnica europea (ETA)

Fornisce una valutazione documentata della prestazione di un prodotto da costruzione, in relazione alla sua caratteristica essenziale, in conformità al rispettivo EAD.

3.2.5 Organismi di Valutazione Tecnica (TAB)

Questi sono organi che si occupano di testare prodotti per il rilascio di ETA, della scrittura di EAD e della redazione di Rapporti Tecnici. Ogni stato dell'Unione europea può designare un TAB.

3.2.6 Rapporti tecnici (TR)

I rapporti tecnici dell'EOTA sono sviluppati come documenti di supporto agli EAD e contengono aspetti dettagliati rilevanti per i prodotti da costruzione, come la progettazione, l'esecuzione e la valutazione delle prove in situ, ed esprimono la comprensione comune delle conoscenze e delle esperienze esistenti degli Organismi di Valutazione Tecnica dell'EOTA in un determinato momento.

3.2.7 Eurocodici

Gli Eurocodici, o CE o EN, sono norme tecniche armonizzate che specificano come deve essere condotta la progettazione strutturale all'interno dell'Unione europea. Questi codici sono stati sviluppati dal Comitato europeo di normazione su richiesta della Commissione europea.

4. ESTENSIONE E AGGIUNTA DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

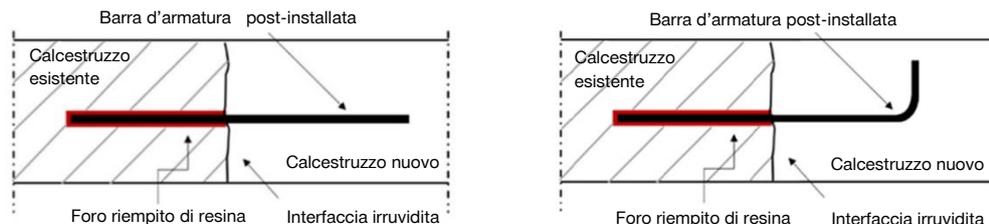
4.1 Cosa sono

Una connessione con armatura post-installata (PIR) è l'installazione di barre di armatura (rebar) in fori praticati nel calcestruzzo per emulare il comportamento delle barre di armatura gettate in opera. Queste possono essere adottate, ad esempio, per un allargamento della carreggiata di un ponte o per il ripristino di un cordolo post-installato. Le barre di armatura utilizzate in questa tipologia di applicazione sono comunemente chiamate barre d'armatura post-installate. Alcune caratteristiche sono:

- I ferri di armatura post-installati sono annegati nella resina (ancorante chimico) in un foro praticato nel calcestruzzo esistente e sono solitamente annegati nel nuovo getto di calcestruzzo sull'altro lato dell'interfaccia (Figura 4.1). Le barre possono essere dritte, piegate o dotate di teste all'estremità gettata, ma sono necessariamente diritte all'estremità post-installata;
- Le barre di armatura post-installate, a differenza dei tasselli post-installati, possono essere spesso installate con un piccolo copriferro ($3\varphi > c > 2\varphi$), dove φ è il diametro della barra di armatura e c è il copriferro. Questa condizione geometrica al contorno è in generale data dalla geometria dell'elemento in calcestruzzo e in genere è una situazione tipica. In questi casi con condizioni geometriche del bordo sfavorevoli, la resistenza sotto carico di trazione della connessione di barre di armatura post-installate è tipicamente limitata dalla resistenza a fessurazione tipo *splitting* del calcestruzzo (caratterizzata dalla formazione di fessure per rottura da frattura lungo la lunghezza della barra);
- Le barre di armatura post-installate non sono tipicamente progettate per resistere al carico di taglio diretto come un tassello in applicazioni di piastre di base o nel caso di sovrapposizione di strati di calcestruzzo (connettori taglio), applicazioni che vedremo nei capitoli successivi;
- Le barre di armatura post-installate sono generalmente inghisate alla profondità richiesta per "sviluppare" la loro sollecitazione di progetto σ_{sd} tenendo conto delle disposizioni dell'EN 1992-1-1 [9] per la lunghezza di ancoraggio di base richiesta, la lunghezza di ancoraggio di progetto o la lunghezza di sovrapposizione. Per ottenere la duttilità della connessione la sollecitazione di progetto sarà spesso vicina allo snervamento.

Figura 4.1

Barra post-installata dritta o piegata a L nel nuovo getto. Barra dritta inerita nel calcestruzzo preesistente



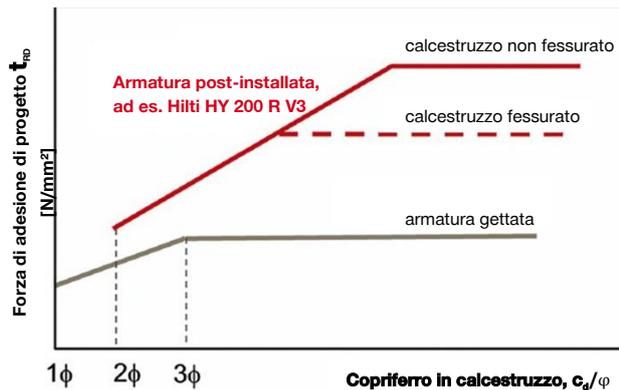
4.2 Principi di progettazione

Fino al 2018 il rapporto tecnico TR023 [7] "Assessment of Post-installed Reinforcing Bar Connections" forniva indicazioni per verificare che le connessioni in barre di armatura post-installate, realizzate con ancorante chimico specifico per l'utilizzo previsto, presentassero un comportamento comparabile a quello delle connessioni in barre di armatura gettate in opera in termini di carico e spostamento in diverse condizioni ambientali. A partire dal 2018 il TR 023 è stato sostituito dall'EAD 330087-00-0601 [8] che ne rispecchia le idee di base. Di conseguenza, un determinato sistema di barre d'armatura post-installate valutato dall'EAD 330087-00-0601 risulta avere una resistenza all'adesione e un comportamento allo spostamento simili a quelli delle barre d'armatura gettate in opera (prendendo in considerazione i fattori d'influenza indicati nella relativa ETA/EAD). Grazie a questa filosofia di base, la progettazione delle connessioni con barre d'armatura post-installate che impiegano tale sistema può seguire le disposizioni per le barre d'armatura gettate in opera secondo la norma EN 1992-1-1 (in questo documento denominata anche EC2-1) [9]. Tuttavia, il campo di applicazione delle armature post-installate è limitato dall'EAD 330087-00-0601 a:

- Configurazioni ove sia possibile realizzare una sovrapposizione tra le armature esistenti e le nuove armature post-installate (non direttamente in contatto). Per esempio, nei casi di estensione di travi o solette i carichi di trazione sono trasferiti tra barre adiacenti tramite puntoni di compressione. Le forze di trazione generate dalle sollecitazioni circolferenziali sono assorbite dalle staffe o dall'armatura trasversale nell'area della giunzione;
- Elementi strutturali con semplice appoggio (non sollecitati a momento flettente al vincolo).

Figura 4.2

Schema della forza adesione di progetto in funzione del copriferro di calcestruzzo relativo



Per superare questa limitazione e fornire una soluzione progettuale supplementare, nel 2020 è stato pubblicato il rapporto tecnico TR 069 [10] "Design method for anchorages of post-installed reinforcing bars (rebars) with improved bond-splitting behavior as compared to EN 1992-1-1".

Tabella 1

Elenco delle applicazioni di estensione (ottenibili con sovrapposizione di armature) e di aggiunta di nuovi elementi (senza sovrapposizione), con associazione di attributi progettuali rilevanti

	1	2	3	4	5	6	7	8
	Estensione di un elemento	Ancoraggio d'estremità di un nuovo elemento	Ancoraggio d'estremità di un nuovo elemento	Ancoraggio d'estremità di un nuovo elemento				
Forze e momenti	Si	Solo taglio	Solo compressione	Si				
Esempi applicativi	Tutte le configurazioni collegate tramite sovrapposizione	Trave/lastra semplicemente appoggiata	Muro/pilastro alla fondazione	Pilastro su fondazione	Muro su fondazione	Lastra a muro	Trave a parete	Trave a pilastro
EAD richiesto	EAD 330087-00-0601/ (EAD 331522)			EAD 332402-00-0601				
Metodo di progettazione	EC2-1/ EC8			TR 069				
Casi di carico	Carico statico e sostenuto, incendio, 50 anni, 100 anni, sismico			Carico statico, sostenuto, 50 anni, sismico				

Questa linea guida a livello europeo consente di progettare le connessioni di armature post-installate resistenti a momento flettente senza la necessità di eseguire una sovrapposizione di armature nella giunzione. Il TR 069 utilizza il comportamento bond-splitting reale dei sistemi di armature post-installate tenendo conto del copriferro nelle equazioni di progetto. Secondo la Figura 4.2, quando il valore del copriferro minimo è maggiore di 2ϕ (dove ϕ è il diametro della barra), i sistemi di armatura post-installati presentano un comportamento di bond-splitting significativamente migliore rispetto alle barre gettate in

opera di diametro e lunghezza di ancoraggio equivalente. Questo comportamento è qualificato e valutato secondo l'EAD 332402-00-0601 [11].

Nella Tabella 1 vengono elencate le applicazioni di estensione e di aggiunta di un nuovo elemento in calcestruzzo. Per ciascuna applicazione vengono anche riassunte le forze e i momenti che è possibile applicare, il tipo di qualifica che deve avere l'ancorante chimico (EAD), il relativo metodo di progettazione e le condizioni di carico ammissibili. Quanto sopra sarà ulteriormente discusso nella Sezione 4.3.

4.3 Progettazione statica di connessioni strutturali con armatura post-installata

Come rappresentato nella Tabella 1, la progettazione può seguire l'EC2-1 o il TR 069 a seconda del caso applicativo e delle azioni che insistono sulla struttura.

4.3.1 Lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate secondo EC 2-1

La lunghezza di ancoraggio è strettamente associata alla resistenza di progetto, f_{bd} (EC2-1, 8.2), che è data come segue:

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

dove:

η_1 è il coefficiente che prende in considerazione sia la qualità della condizione di aderenza sia la posizione della barra durante il getto di calcestruzzo. $\eta_1 = 1,0$ sta per buone condizioni di aderenza e $\eta_1 = 0,7$ è preso per tutti gli altri casi. Nota: per le armature post-installate si può assumere $\eta_1 = 1,0$;

η_2 è il coefficiente che tiene in conto l'influenza del diametro dell'armatura φ [mm]:

$$\eta_2 = (132 - \varphi) / 100 \leq 1,0 \quad \text{per } \varphi > 32 \text{ mm};$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{per } \varphi \leq 32 \text{ mm}.$$

f_{ctd} la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo.

Per l'ancoraggio post-installato f_{bd} può essere ricavato dall'ETA del prodotto in questione.

La lunghezza di ancoraggio di base richiesta $l_{b,rqd}$ è data come segue:

$$l_{b,rqd} = (\varphi / 4) / (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

dove:

φ è diametro della barra di armatura post installata mentre σ_{sd} è la sollecitazione di progetto dell'acciaio nella parte iniziale dell'ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} è calcolata a partire dalla lunghezza di ancoraggio di base richiesta $l_{b,rqd}$ tenendo conto dell'influenza di cinque parametri (da α_1 ad α_5) e non deve essere inferiore a una lunghezza di ancoraggio minima $l_{b,min}$. La lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} è valutata come segue (EC2-1, 8.4):

Sotto tensione (esempio applicativo 2 nella Tabella 1):

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Sotto compressione (esempio applicativo 3 nella Tabella 1):

$$l_{bd} = \alpha_4 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

dove:

α_1 considera la forma della barra; per le armature post-installate fissate con ancoranti chimici il valore di α_1 è uguale a 1,0 essendo la barra d'armatura sempre diritta;

α_2 tiene conto del copriferro: $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - k \varphi) / \varphi \leq 1,0$ dove, per le barre diritte, c_d è il più piccolo del copriferro e la metà della distanza netta delle barre e $k=1$;

α_2 tiene conto del confinamento passivo fornito dal calcestruzzo circostante;

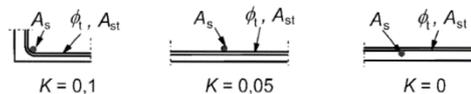
α_3 tiene conto dell'effetto dell'armatura trasversale dove $0,7 \leq \alpha_3 = 1 - K\lambda \leq 1,0$ con

$$\lambda = \left(\sum A_{st} - \sum A_{st,min} \right)$$

$\sum A_{st}$ area della sezione trasversale dell'armatura trasversale minima lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} ;

$\sum A_{st,min} = 0,25A_s$ per le travi e $A_{st,min} = 0$ per i casi con A_s = area di una singola barra ancorata con diametro massimo della barra (mm^2);

K è il coefficiente legato alla posizione dell'armatura post-installata ed è valutato considerando la seguente immagine:



α_3 tiene conto del confinamento passivo fornito dall'armatura laterale. Gli elementi strutturali in calcestruzzo confinati reagiscono all'espansione laterale di tipo Poisson generando pressioni laterali. Con l'aumento dell'acciaio di confinamento, aumenta anche la duttilità del calcestruzzo (la sua capacità di sostenere grandi deformazioni plastiche senza arrivare a completa rottura). Per semplificazione si può assumere $\alpha_3 = 1,0$;

α_4 è il coefficiente che considera l'influenza di una o più barre trasversali saldate (diametro della barra trasversale $> 0,6$ diametro della barra d'armatura post-installata) lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto. Questo coefficiente è uguale a 0,7 se l'armatura trasversale è saldata all'armatura da ancorare, altrimenti $\alpha_4 = 1,0$. α_4 assume un valore sempre uguale a 1 per barre post installate.

α_5 tiene conto della pressione trasversale. Questo è valutato come $\alpha_5 = 1 - 0,04 p \geq 0,7$ dove p è la pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio (confinamento attivo) e deve sempre rispettare la seguente disuguaglianza e $\alpha_5 \leq 1,0$.

Oltre a quanto visto prima bisogna rispettare il seguente limite $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$

La lunghezza minima di ancoraggio $l_{b,min}$ è indicata come segue (EC2-1, 8.6, e 8.7):

$$l_{b,min} \geq \max(0,3 l_{b,rqd}; 10\varphi; 100 \text{ mm}) \text{ per barre sotto tensione}$$

$$l_{b,min} \geq \max(0,6 l_{b,rqd}; 10\varphi; 100 \text{ mm}) \text{ per barre in compressione}$$

4.3.2 Lunghezza di sovrapposizione delle armature post-installate secondo EC2-1

La lunghezza di sovrapposizione l_0 , come per la lunghezza di ancoraggio l_{bd} , è calcolata dalla lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ come segue (EC2-1, 8.10):

Valido per l'esempio applicativo 1 nella Tabella 1:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

in cui $\alpha_6 = 1,5$ se tutte le barre sono sovrapposte nella stessa area (cioè le giunzioni non sono sfalsate), cosa che di solito avviene con le barre post-installate.

Per i casi in cui le barre sono soggette a compressione (di solito in pilastri molto caricati), tutti i fattori α tranne α_6 sono gli stessi del caso senza sovrapposizione.

La lunghezza minima di giunzione $l_{0,min}$ può essere calcolata come segue (EC2-1, 8.11):

$$l_{0,min} = \max(0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varphi; 200 \text{ mm})$$

4.3.3 Lunghezza di ancoraggio delle armature post-installate secondo TR 069

Il Technical Report TR069 dell'EOTA combina i principi di progettazione del calcestruzzo armato (EC2-1) con i principi di ancoraggio al calcestruzzo (EN 1992-4, in questo documento denominato anche EC2-4 [18]). Il metodo di dimensionamento sfrutta in modo ottimale le prestazioni del sistema di resina e barra di armatura. I singoli modi di rottura contemplati sono: lo snervamento dell'armatura, a rottura del cono di calcestruzzo e la rottura *bond-splitting*. La progettazione si basa sul principio della gerarchia delle resistenze, vale a dire che la resistenza più bassa dei singoli modi di rottura è quello determinante (TR 069, 4.1).

$$R_d \leq \min (N_{Rd,y}; N_{Rd,c}; N_{Rd,sp})$$

dove:

R_d è il valore di resistenza di progetto calcolato come $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$ in cui R_k è la resistenza caratteristica e γ_M è fornito dall'EC2-4.

$N_{Rd,y}$ è la resistenza di progetto allo snervamento;

$N_{Rd,c}$ è la resistenza di progetto del cono in calcestruzzo;

$N_{Rd,sp}$ è la resistenza alla rottura *bond-splitting*.

La lunghezza minima di ancoraggio deve comunque sottostare ai requisiti dell'EC2-1 (enunciate nelle sezioni precedenti).

Resistenza di progetto allo snervamento

La resistenza allo snervamento è funzione del diametro dell'armatura e della resistenza allo snervamento dell'acciaio. Questa può essere ottenuta dalla seguente equazione:

$$N_{Rd,y} = N_{Rk,y} / \gamma_{Ms}$$

In cui: $N_{Rk,y}$ è la resistenza di snervamento caratteristica che viene valutata come $N_{Rk,y} = A_s f_{yk}$ dove:

A_s è area della sezione trasversale di tutte le armature post-installate in tensione all'interno del collegamento;

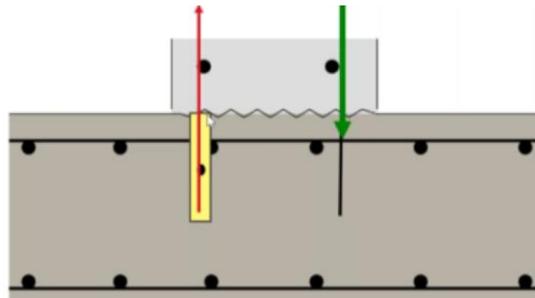
f_{yk} è la resistenza a snervamento caratteristica dell'acciaio.

Resistenza di progetto del cono di calcestruzzo

La profondità di inghisaggio viene calcolata a partire dall'interfaccia tra il calcestruzzo già presente e quello nuovo. È in questa zona che può verificarsi la rottura del cono di calcestruzzo, Figura 4.3.

Figura 4.3

Rappresentazione schematica del punto in cui si considera iniziare la profondità di inghisaggio (rettangolo giallo)



La resistenza caratteristica per il gruppo di armature sollecitate a trazione derivante dal modello momento resistente si ottiene secondo l'equazione seguente (TR 069, 4.3):

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N}$$

dove:

$N_{Rk,c}^0$ è la resistenza caratteristica alla rottura conica del calcestruzzo per una singola armatura post-installata non influenzata da bordi o interassi tra barre (con interasse e distanza dal bordo elevate);

$A_{c,N}$ è la superficie proiettata del corpo di rottura dell'ancoraggio sulla superficie del calcestruzzo esistente;

$A_{c,N}^0$ è la superficie proiettata del corpo di rottura di un singolo ferro di armatura (non influenzato da bordi e interassi) sulla superficie di calcestruzzo. Il corpo di rottura è idealmente considerato come piramide avente un'altezza l_b e una lunghezza dei lati di base $s_{cr,N} = 3l_b$

$\psi_{s,N}$ è il fattore che considera l'interferenza dello stato tensionale con il bordo. In presenza di più bordi dell'elemento (ad es. nel caso di tondini di armatura nello spigolo dell'elemento o in un elemento stretto) si dovrà utilizzare la distanza dal bordo più piccola;

$\psi_{re,N}$ è il fattore che tiene in considerazione il fatto che la resistenza alla rottura conica del calcestruzzo può essere influenzata negativamente se le tensioni di aderenza dell'armatura superficiale si sovrappongono alle tensioni di trazione dei ferri di armatura post-installati con resina ad iniezione. Questo effetto è tenuto in considerazione da questo fattore di distacco del guscio che, soprattutto in caso di armatura densa e profondità di ancoraggio ridotta $l_b > 100 \text{ mm}$

$\psi_{ec,N}$ è il fattore attore che considera l'effetto dell'eccentricità della sollecitazione di trazione risultante di un gruppo di ferri di armatura post-installati;

$\psi_{M,N}$ Quando si applica un momento flettente all'elemento, il carico di rottura del calcestruzzo può essere positivamente influenzato dalla forza di compressione che subentra nel giunto di collegamento. Se il braccio di leva interno delle forze è basso, la rottura del calcestruzzo è ostacolata dalla forza di compressione. Di conseguenza, il carico di rottura del calcestruzzo aumenta. L'aumento è tanto maggiore quanto minore è la distanza tra le forze di compressione e di trazione risultanti. Ciò viene tenuto in conto da questo coefficiente.

Resistenza alla rottura *bond splitting*

La rottura dell'aderenza può essere suddivisa in: rottura per fessurazione, rottura per splitting del calcestruzzo e rottura da frattura, taglio delle micro-mensole tra resina e superficie del foro con successiva estrazione del ferro di armatura. Le forze di adesione si propagano con forma ad imbuto nel calcestruzzo circostante in direzione del lato opposto rispetto l'acciaio. Se il copriferro è assente o ridotto oppure è assente l'armatura trasversale, le fessure longitudinali possono raggiungere la superficie del calcestruzzo. In questo caso la tensione di aderenza diminuisce e si verifica una rottura dell'aderenza preceduta dallo splitting del corpo di calcestruzzo. Quando il copriferro è sufficientemente elevato è possibile evitare lo splitting del calcestruzzo. In questo secondo caso, un ulteriore aumento del carico determina un'estrazione del tondino di armatura dovuta a taglio delle micro-mensole, portando alla formazione di una superficie di frattura liscia attorno al ferro di armatura con resina. Questo comportamento può essere descritto con modelli che tengono conto di un'ampia gamma di parametri o di relazioni tra adesione e splitting. La determinazione di questa relazione costituisce una parte essenziale della qualifica ai sensi di EAD 332402-00-0601 [11].

La resistenza caratteristica del gruppo di armature in trazione si ottiene come indicato di seguito (TR 069, 4.10):

$$N_{Rk,sp} = \tau_{Rk,sp} l_b \varphi \pi$$

in cui la $\tau_{Rk,sp}$ è la resistenza caratteristica di adesione (resistenza alla rottura per *bond-splitting*) che è viene valutata secondo la seguente equazione:

$$\tau_{Rk,sp} = \eta_1 A_k \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{sp1} \left(\frac{25}{\varphi}\right)^{sp2} \left[\left(\frac{c_d}{\varphi}\right)^{sp3} \left(\frac{c_{max}}{c_d}\right)^{sp4} + k_m k_{tr}\right] \left(\frac{7\varphi}{l_b}\right)^{lb1} \Omega_{p,tr}$$

che deve rispettare i seguenti limiti

$$\begin{aligned} &\leq \tau_{Rk,ucr} \frac{\Omega_{cr}}{\Omega_{p,tr}} \psi_{sus} && \text{per } 7\varphi \leq l_b \leq 20\varphi \\ &\leq \tau_{Rk,ucr} \left(\frac{20l_b}{\varphi}\right)^{lb1} \frac{\Omega_{cr}}{\Omega_{p,tr}} \psi_{sus} && \text{per } l_b \geq 20\varphi \end{aligned}$$

dove:

$sp, sp2, sp3, sp4$ e $lb1$ sono esponenti di adattamento definiti nell'ETA pertinente;

A_k è il fattore di adattamento dato dalla 'ETA prodotto pertinente;

η_1 è il coefficiente che considera la qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto di calcestruzzo. $\eta_1 = 1,0$ quando si hanno buone condizioni di aderenza e $\eta_1 = 0,7$ è preso per tutti gli altri casi. È da sottolineare che per le armature post-installate si può assumere $\eta_1 = 1,0$;

c_d è il valore minimo tra il copriferro del calcestruzzo (in tutte le direzioni) e la metà della distanza libera dalla barra di armatura più vicina;

c_{max} è il valore massimo (in mm) tra il copriferro in direzione x (direzione della disposizione delle armature) e la metà della distanza libera dal tondino più vicino;

k_m è il fattore che considera l'efficacia dell'armatura trasversale. Un sufficiente effetto di confinamento del calcestruzzo, per assorbire tensioni di trazione ad anello può essere ottenuto grazie all'inserimento di un'armatura trasversale sotto forma di staffe chiuse o cappi. Questo fattore è pari a:

- 12 dove la post-installazione delle barre di armatura è confinata all'interno di staffe chiuse di armature esistenti;
- 6 quando le barre post-installate si trovano a più di 125 mm e a più di 5φ dalla gamba verticale della maglia più vicina che attraversa perpendicolarmente il piano di fessura per splitting;
- 0 se una fessura a splitting non interseca l'armatura trasversale esistente.

k_{tr} è il rapporto che considera la quantità di armatura trasversale che attraversa una potenziale superficie di splitting in conformità al fib Model Code 2010 [16];

φ è il diametro dell'armatura;

Ω_{cr} è il fattore che prende in considerazione l'influenza del calcestruzzo fessurato sulla resistenza allo sfilamento e sulla rottura del calcestruzzo. Questo viene preso dall'ETA pertinente;

$\Omega_{p,tr}$ è il fattore che considera l'effetto delle pressioni trasversali nel calcestruzzo;

l_b è la lunghezza di inghisaggio dell'armatura post-installata;

ψ_{sus} è il fattore che tiene in conto dell'effetto dei carichi sostenuti secondo EC2-4 [18]. Questo è dipendente dal fattore di prodotto ψ_{sus}^0 tratto dall'ETA pertinente.

È necessario evidenziare che se il carico sulle barre tese è applicato eccentricamente e/o i valori c_{min} e c_{max} sono diversi per ciascuna barra tesa, la resistenza $N_{Rk,sp}$ deve essere calcolata separatamente per ciascuna barra.

4.4 Progettazione sismica di connessioni strutturali con armatura post-installata

Per specificare i sistemi di armatura post-installati in conformità all'EN 1998-1 [22] (in questo documento denominato anche EC8), i prodotti devono ora essere valutati in conformità all'EAD 330087-01-0601 [12]. Le ETA emesse secondo questa EAD garantiscono che:

- le prestazioni del prodotto siano testate e valutate sotto carico ciclico simulando un terremoto;
- il prodotto sia conforme alla normativa europea CPR;
- la progettazione delle lunghezze di ancoraggio e delle sovrapposizioni di armature post-installate può essere eseguita in conformità alla norma EC2-1.

Questa EAD impone due tipi di test utilizzati per verificare l'equivalenza dei sistemi di armatura post-installati e gettati in opera che sono

- prove cicliche confinate di tipo *Push-Pull* senza l'influenza della distanza dal bordo e dell'interasse. Queste prove permettono di confrontare il degrado dell'aderenza dei sistemi di armatura post-installati con quelli gettati in opera (modalità di rottura a sfilamento);
- prove cicliche alla distanza minima consentita dai bordi. Queste prove servono per valutare la differenza presente tra il degrado della resistenza a splitting e la dissipazione di energia dei sistemi di armatura post-installati e quelli gettati in opera (modalità di rottura a splitting).

Come risultato del processo di qualificazione, la Valutazione Tecnica Europea (ETA) sismica di un prodotto include i valori di adesione e di copriferro in calcestruzzo. Questi valori possono essere utilizzati per la progettazione di connessioni con armature post-installate sotto carico sismico. Oltre ciò, questi valori possono essere utilizzati in conformità alla prescrizione dell'EC8 [22] nella Sezione 5.6 per le azioni sismiche.

Tuttavia, così come per le azioni statiche, il campo di applicazione delle armature post-installate in campo sismico è limitato dall'EAD 33087-01-0601 [12]. Infatti, questo è limitato dalle seguenti casistiche:

- le configurazioni ove sia possibile realizzare una sovrapposizione tra le armature esistenti e le nuove armature post-installate. Per esempio, nei casi di estensione di travi o solette. In questi casi i carichi di trazione sono trasferiti tra barre adiacenti (in sovrapposizione) tramite puntoni di compressione. Le forze di trazione generate dalle sollecitazioni circonferenziali sono assorbite dalle staffe o nell'area della giunzione;
- elementi strutturali con semplice appoggio (non vincolati a momento flettente).

Per superare queste limitazioni e fornire una soluzione progettuale più ampia e anche in condizioni sismiche, è stato aggiornato, fine 2021, il rapporto tecnico TR 069 [10] "Design method for anchorages of post-installed reinforcing bars (rebars) with improved bond-splitting behavior as compared to EN 1992-1-1".

Questa linea guida di livello europeo consente di progettare le connessioni di armature post-installate resistenti al momento flettente senza la necessità di eseguire una sovrapposizione di armature nella giunzione anche in condizioni sismiche. Per creare sistemi di armatura post-installati in conformità al TR069 sismico, i prodotti adottati devono essere dotati di Valutazione Tecnica Europea (ETA) sismica in conformità all'EAD 332402-00-0601-v02 [24]. Nelle revisioni successive di questo documento avremo comunque la possibilità di approfondire queste novità.

4.5 Requisito di vita utile di 100 anni

Con il continuo deterioramento delle infrastrutture pubbliche, le autorità, i gestori e gli ingegneri sono sempre più attenti all'affidabilità strutturale per tutta la vita utile delle strutture. Per ponti, gallerie e altre strutture civili, l'EN 1990 [23] (in questo documento denominato anche EC0) prevede un requisito di vita utile di 100 anni (Tabella 2). La richiesta di una vita utile e/o di progetto di 100 anni si basa sull'obiettivo di ridurre al minimo i requisiti di manutenzione e di garantire che l'investimento sia speso in modo razionale.

Anche le connessioni post-installate nelle strutture con categoria di vita utile 5 devono soddisfare il requisito dei 100 anni. Oggi l'EAD 332402-00-0601-v01 [13] fornisce la risposta a tale richiesta, in quanto è stata sviluppata partendo dal presupposto che la vita utile dei sistemi di armatura post-installati sia di 50 anni o di 100 anni. Le maggiori differenze durante il processo di valutazione di un prodotto tra i due diversi intervalli di vita utile è che, nello specifico, i test a lungo termine (100 anni) sono eseguiti a partire dalle procedure di valutazione eseguite per vita utile di 50 anni modificandoli di conseguenza. Oltre ciò, è importante sottolineare che Hilti può anche fornire un giudizio ingegneristico che può portare la vita utile a 120 anni.

Tabella 2

Adottata da EN 1990
Tabella 2.1 "Vita utile di progetto indicativa"

Categoria di vita utile	Vita utile di progetto convenzionale (anni)	Esempi
1	10	Strutture provvisorie
2	10-25	Parti strutturali sostituibili
3	15-30	Strutture agricole e simili
4	50	Edifici e altre strutture comuni
5	100	Edifici monumentali, ponti e altre strutture civili

Tuttavia, è importante notare che questa valutazione della vita utile si riferisce al solo legame adesivo tra resina e calcestruzzo (aderenza), fornendo valori di aderenza per 50 anni e 100 anni. Infatti, l'acciaio dell'armatura e il calcestruzzo non sono considerati nell'ambito dell'EAD. Di conseguenza, l'EAD presuppone che la qualità del calcestruzzo non si alteri durante la vita di progetto, il che significa che: la definizione delle classi di esposizione, la definizione delle classi strutturali e la conseguenza definizione del copriferro nominale richiesto sono fondamentali per adottare la logica dell'EAD.

4.6 Installazione

La corretta installazione delle armature post-installate è fondamentale per ottenere un comportamento strutturale monolitico come da progetto. Il processo passo-passo è il seguente:

- localizzazione dell'armatura e/o di altri elementi annegati nel calcestruzzo esistente;
- irruvidimento della superficie del calcestruzzo esistente;
- installazione del sistema di armatura post-installato. I seguenti punti sono necessari per la installazione.
 - metodo di perforazione che è definito dalle specifiche dell'ingegnere;
 - Pulizia del foro in calcestruzzo. Se si adotta il sistema Hilti SafeSet con pulizia automatica, non è necessaria un'ulteriore pulizia del foro come da indicazione ETA del prodotto;
 - Iniezione dell'ancorante chimico come da specifiche dell'ingegnere;
 - Installazione dei ferri di armatura;
- verifica in cantiere del sistema di armatura post-installato tramite test di pull-out (se richiesto dall'ingegnere strutturista);
- getto del nuovo elemento in calcestruzzo.

La localizzazione delle armature esistenti è importante sia per quanto riguarda la sovrapposizione indicata tra l'armatura post-installata e quella esistente (se il progetto è stato eseguito secondo l'EC2-1) sia per evitare di colpire l'armatura durante la fase di perforazione. Per facilitare questa localizzazione delle armature si possono utilizzare due tipi di tecnologie:

- Ferroskan/Pacometro che individua le armature attraverso l'uso di campi magnetici. La soluzione consigliata da Hilti è lo scanner PS 300, che consente di effettuare misure fino a 200 mm di profondità quando la distanza minima tra le armature non è inferiore a 30 mm. Se l'intenzione è quella di localizzare solo elementi ferrosi, si consiglia l'adozione del Ferroskan;
- Ground Penetrating Radar (GPR) nel materiale base che individua le armature e gli elementi non ferrosi su più strati. La soluzione consigliata da Hilti è lo scanner PS 1000, che consente misurazioni fino a 300 mm.



L'irruvidimento della superficie del calcestruzzo esistente prima del getto del nuovo calcestruzzo aumenta non solo l'adesione ma anche la capacità del giunto di trasferire il taglio per attrito. Quando il nuovo calcestruzzo deve essere applicato su una superficie di calcestruzzo esistente, l'irruvidimento di quest'ultimo può essere eseguito secondo indicazioni dell'EC2-1 che prevede l'ottenimento una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente. Lo strato superficiale del calcestruzzo esistente carbonatato, se esistente, deve essere rimosso nelle aree destinate a ricevere i ferri di armatura post-installati. Una regola empirica consiste nel rimuovere il calcestruzzo carbonatato su un'area circolare avente un diametro dato dalla somma del diametro della barra più 60 mm. Per quanto riguarda l'installazione delle barre di armatura, spesso è richiesta una profondità d'inghisaggio elevata. Pertanto, è necessario prestare attenzione alla scelta del corretto metodo di perforazione che possono essere:

- Carotaggio diamantato. Questo metodo può utilizzare sia la tecnologia del carotaggio a umido sia quella a secco. Il carotaggio è solitamente adottato per evitare l'impatto delle vibrazioni sulla struttura in calcestruzzo (ad esempio in strutture ospedaliere in esercizio);
- Foratura a roto-percussione. Questa è eseguita con punte standard o cruciformi in metallo duro o con sistema Hilti SafeSet se si desidera una fase di pulizia del calcestruzzo integrata alla foratura.

Il sistema Hilti SafeSet consiste in punte cave (HDB) utilizzate in combinazione con gli aspiratori Hilti (come indicato nell'ETA del prodotto). Le HDB Hilti utilizzano la stessa tecnologia all'avanguardia di perforazione in metallo duro delle punte Hilti TE-CX e Hilti TE-YX. Il sistema Hilti SafeSet funziona egregiamente sia sul calcestruzzo asciutto che su quello bagnato ed elimina la fase del processo di installazione più onerosa in termini di tempo ossia la pulizia del foro prima dell'iniezione della resina.



Sistema Hilti SafeSet

Per profondità di perforazione elevate o quando è necessario evitare le vibrazioni, il carotaggio a diamante rappresenta solitamente la soluzione da preferire. Dopo il carotaggio diamantato, la superficie del foro sarà perfettamente liscia. I fori in calcestruzzo possono essere irruviditi dopo il carotaggio diamantato mediante in modo tale da mantenere le prestazioni originali. Per questo viene utilizzato l'attrezzo di irruvidimento TE-Y RT prima della fase di iniezione (Figura 4.4).

Figura 4.4

Il sistema di attrezzi di irruvidimento consente di ottenere prestazioni originali dopo l'esecuzione del carotaggio diamantato



Quando il metodo di perforazione non è stato predefinito, è consigliabile utilizzare un ancorante chimico adatto a tutti i metodi di perforazione (come, ad esempio, l'Hilti HIT-RE 500 V4). Tuttavia, l'aderenza in caso di foratura diamantata senza attrezzo di irruvidimento può essere molto inferiore rispetto alla foratura a roto-percussione. Per sapere se il carotaggio a diamante è consentito è necessario verificare la relativa ETA del prodotto.

4.7 Soluzioni consigliate da Hilti

Tabella 3

Soluzioni Hilti consigliate per le estensioni in calcestruzzo e le connessioni a momento

Sistema Hilti	RE 500 V4	HY 200 R V3
Quando utilizzare	Prestazioni elevate e condizioni estreme Rappresenta l'unica soluzione quando: <ul style="list-style-type: none"> - foro pieno d'acqua o foro sommerso; - profondità d'inghisaggio elevate con temperature elevate; - fori carotati senza irruvidimento; - grandi diametri ($\varnothing > 32$ mm); 	Prestazioni elevate per applicazioni quotidiane Questo è raccomandato quando: <ul style="list-style-type: none"> - applicazioni quotidiane in cui è necessario progettare in condizioni statiche, sismiche, antincendio; - Elevata produttività grazie al breve tempo d'indurimento.
Software di progettazione	Modulo connessioni calcestruzzo-calcestruzzo PROFIS Engineering	
Profondità d'inghisaggio*	Fino a 3,2 m	Fino a 2 m
Diametro delle armature [mm]	Statico $\varnothing 8 - \varnothing 40$ Sismico $\varnothing 10 - \varnothing 40$	Statico $\varnothing 8 - \varnothing 32$ Sismico $\varnothing 10 - \varnothing 32$
Requisito certificato 100 anni	Si	Si
Tempo di lavorazione @20°C	30 minuti	9 minuti
Tempo d'indurimento @20°C	7 ore	1 ora
Campo T del materiale di base	$-5^{\circ} \text{C} \leq T \leq 40^{\circ} \text{C}$	$-10^{\circ} \text{C} \leq T \leq 40^{\circ} \text{C}$
Note per l'installazione	Fori praticati a martello: Si Fori per carotaggio diamantato: Si (anche senza irruvidimento) Subacqueo e riempito d'acqua: Si Sistema Hilti SafeSet con pulizia: Si	Fori praticati a martello: Si Fori per carotaggio diamantato: Si ma con attrezzo di irruvidimento Subacqueo e riempito d'acqua: No Sistema Hilti SafeSet con pulizia: Si

* dipendente dalla temperatura e dall'erogatore

Panoramica semplificata, i dettagli sono riportati nel relativo prodotto ETA

5. SOVRAPPOSIZIONE STRATI DI CALCESTRUZZO

5.1 Cosa sono

La sovrapposizione di due strati di calcestruzzo, anche nominata *Overlay*, è una pratica ormai comune che ha come scopo il rinforzo di un elemento in calcestruzzo esistente tramite il ringrosso della sua sezione trasversale. Le sezioni trasversali delle travi da ponte rinforzate con un nuovo strato di calcestruzzo, nonché il ringrosso dell'impalcato esistente in calcestruzzo sono esempi tipici dell'utilizzo della sovrapposizione di due strati. In questo tipo di applicazioni bisogna considerare che la sicurezza strutturale è a rischio quando gli sforzi di taglio non si possono trasferire attraverso l'interfaccia tra i due strati di calcestruzzo che sono stati gettati in momenti diversi. La connessione tra i due strati avviene tramite dei connettori a taglio.

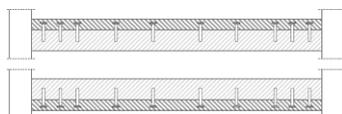
Il nuovo strato di calcestruzzo viene solitamente gettato direttamente o applicato come calcestruzzo spruzzato. La sua funzione è quella di ampliare in una sezione trasversale le zone di compressione e/o di trazione dovute alla flessione (rinforzo strutturale) o di ripristinare le altezze originarie di queste zone tese e/o compresse. Le applicazioni tipiche riguardano il rinforzo di elementi strutturali come volte, pilastri, travi e fondazioni (Figura 5.1). Prima del posizionamento di questo ringrosso, la superficie del vecchio elemento in calcestruzzo viene preparata con mezzi adeguati e pre-bagnata.

Il ritiro di questo nuovo rivestimento in calcestruzzo può essere contenuto grazie ad un'attenta selezione della miscela di calcestruzzo ma non è possibile evitarlo completamente. Questo comporta l'insorgere di sollecitazioni interne che sono appunto causate dal ritiro differenziale e, in alcuni casi, dai gradienti termici differenziali. Occorre tenere presente che le sollecitazioni dovute al ritiro e ai gradienti termici nel calcestruzzo nuovo raggiungono tipicamente il massimo in corrispondenza del perimetro dell'elemento ringrossato (forze di distacco). In queste zone, la combinazione di sollecitazioni periferiche e interne spesso causano il superamento della capacità adesiva dei due strati. Questo fatto è ancor più marcato nel caso della sovrapposizione degli impalcati da ponte, i quali sono soggetti a sollecitazioni di fatica dovute ai carichi del traffico. Inoltre, queste sollecitazioni (interne) variano nel tempo e la rottura del legame adesivo iniziale può avvenire anche anni dopo l'installazione dello strato. Quando ciò accade, le forze di trazione che si instaurano devono essere assorbite da connettori posizionati sull'interfaccia.

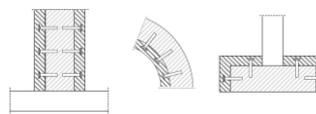
Figura 5.1.1

Schema tipica di sovrapposizione strati in calcestruzzo oggetto del presente paragrafo

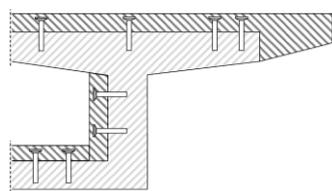
Travi, solette



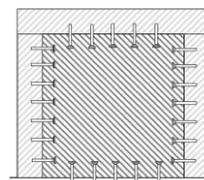
Pilastri, pareti, archi, gusci, gallerie, fondazioni



Ponti



Parete a taglio in un telaio in cemento armato

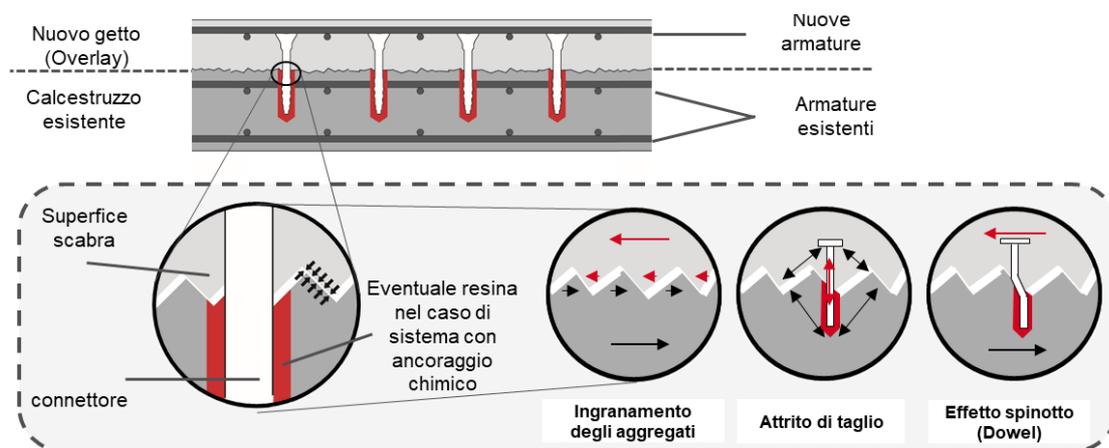


- = Calcestruzzo esistente
- = Calcestruzzo nuovo / sovrapposizione

5.2 Principi di progettazione

Le forze che si sviluppano all'interfaccia tra il calcestruzzo nuovo e quello esistente sono causate dalle forze esterne e interne che agiscono sull'elemento costruttivo. Quando si progetta l'interfaccia, di norma si deve presumere che sia priva di legame adesivo tra gli strati. Tuttavia, si noti che si tratta di una semplificazione perché tra i due strati di calcestruzzo si viene comunque a creare un'adesione (seppur minima). I connettori che attraversano l'interfaccia devono essere posizionati in modo tale da garantire la trasmissione delle forze di taglio ("flusso di taglio") da uno strato all'altro.

Figura 5.2
Contributo dei
meccanismi resistenti



Nel caso in cui avvenga spostamento relativo tra due elementi all'interfaccia e vengono utilizzati connettori post installati. La progettazione della capacità di taglio dell'interfaccia include i meccanismi di ingranamento *interlock*, attrito di taglio *shear friction* ed effetto spinotto *dowel* (Figura 5.2).

Quando si raggiunge la resistenza adesiva, si verifica il distacco all'interfaccia tra gli strati di calcestruzzo e gli sforzi di taglio vengono trasferiti tramite ingranamento meccanico dovuto alla rugosità superficiale. Con l'aumento dello spostamento relativo tra gli strati di calcestruzzo, questi tendono a separarsi ulteriormente (direzione perpendicolare all'interfaccia). Questa separazione attiva i connettori post-installati che in contrasto sviluppano forze di compressione tra le superfici che a loro volta creano l'aumento dell'attrito di taglio tra esse. Al crescere dello spostamento relativo orizzontale, i connettori sono soggetti a sforzi di taglio crescenti oltre allo sforzo di trazione dovuto alla separazione. Questo aumento di sollecitazioni porta al danneggiamento dell'interfaccia e, di conseguenza, la resistenza viene ridistribuita più in profondità nel calcestruzzo. Ciò aumenta l'eccentricità tra la forza di taglio e la risultante di compressione sul connettore (reazione locale del calcestruzzo), creando sollecitazioni di flessione nei connettori (effetto spinotto).

Come anticipato, oltre alle forze esterne, la struttura sarà soggetta anche ad altre forze interne che si generano nelle zone perimetrali vincolate (ritiro).

Quando si progettano applicazioni di sovrapposizione di calcestruzzo, si devono prendere in considerazione tre verifiche:

- verifica dell'interfaccia di taglio;
- verifica del fissaggio nel calcestruzzo esistente;
- verifica del fissaggio nel nuovo rivestimento in calcestruzzo.

L'EAD che identifica il processo di qualificazione dei connettori che collegano due strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi è l'EAD 332347-00-0601 [14].

La sezione seguente (Sezione 5.3) riguarda la verifica di cui al punto 1. In questa sezione si considerando sia il metodo di progettazione europeo TR 066 [15] sia il metodo basato sull'esperienza Hilti. Le verifiche di cui ai punti 2 e 3 saranno trattate nella sezione dedicata al fissaggio della piastra di base (Sezione 6), in quanto si riferiscono alle stesse verifiche richieste per l'ancoraggio post-installato secondo EC2-4 [18] per le applicazioni della piastra di base.

5.3 Progettazione della resistenza dell'interfaccia a taglio secondo il TR 066

La trasmissione delle forze di taglio all'interfaccia tra il calcestruzzo nuovo e quello esistente avviene tramite i meccanismi di ingranamento *interlock*, attrito di taglio *shear friction* ed effetto spinotto *dowel*. In generale, si applica la seguente equazione:

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{Ed}$$

dove:

τ_{Rd} è la resistenza di progetto dello sforzo di taglio ("shear flow") all'interfaccia

τ_{Ed} è il valore di progetto del flusso di taglio che agisce all'interfaccia

5.3.1 Resistenza statica di progetto secondo TR 066

Per valutare la resistenza di progetto, il TR 066 [15] raccomanda la seguente equazione nel caso di rinforzo con sovrastato collegato tramite connettori post installati:

$$\tau_{Rd} = \underbrace{c_r \cdot f_{ck}^{1/3}}_{\text{ingranamento}} + \underbrace{\mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \kappa_1 \cdot \alpha_{k1} \cdot \rho \cdot \sigma_s}_{\text{attrito di taglio}} + \underbrace{\kappa_2 \cdot \alpha_{k2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}}_{\text{effetto spinotto}} \leq \underbrace{\beta_c \cdot \nu_e \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}_{\text{puntone in calcestruzzo}} \quad (\text{TR066 2.9, 2.11})$$

dove:

c_r è il coefficiente con considera l'ingranamento degli aggregati in una interfaccia rinforzata (Tabella 4);

c_a è il coefficiente che tiene in conto la resistenza del legame adesivo in un'interfaccia non rinforzata (Tabella 3);

f_{ck} è il valore caratteristico più basso della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo tra i due strati di calcestruzzo;

f_{yk} è lo sforzo di snervamento caratteristico del connettore a taglio;

μ è il coefficiente d'attrito (Tabella 4);

σ_n è il minimo sforzo normale di compressione all'interfaccia dovuto dai carichi esterni (compressione con segno positivo);

κ_1 è il coefficiente di interazione per la forza di trazione attivata nel connettore (Tabella 4);

κ_2 è il coefficiente di interazione per la resistenza a flessione nel connettore (Tabella 4);

α_{k1} è il fattore che tiene conto della duttilità del connettore e dipende dal tipo di prodotto. Viene dato nell'ETA;

α_{k2} è il fattore che tiene in conto la geometria del connettore e che è funzione del tipo di prodotto. Viene dato nell'ETA;

ρ il rapporto geometrico dell'acciaio dei connettori che attraversano l'interfaccia e l'area dell'interfaccia stessa;

σ_s è la sollecitazione dell'acciaio associata alla modalità di rottura dominante;

- γ_c è il fattore di sicurezza per il calcestruzzo che vale 1,50 come indicato in EC2-1 [9];
 γ_s è il fattore di sicurezza per l'acciaio che vale 1,15 come indicato in EC2-1 [9];
 b_i è la larghezza dell'interfaccia della sezione composta;
 v_e è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo $v_e = (0,55 \cdot (\frac{30}{f_{ck}}))^{1/3} < 0,55$;
 β_c è il coefficiente di resistenza del puntone compresso (Tabella 4).

Tabella 4

Coefficienti e parametri per diverse scabrezze superficiali

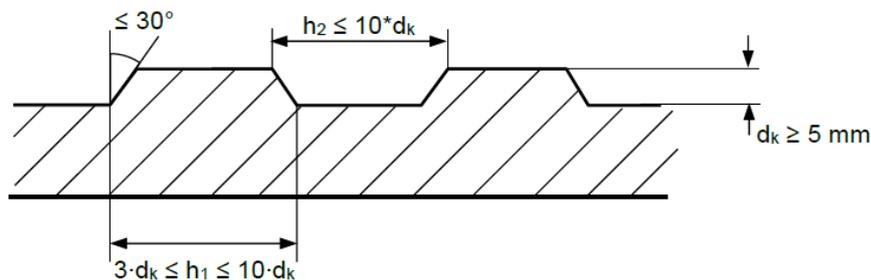
Caratteristiche della superficie dell'interfaccia	c_a	c_r	κ_1	κ_2	β_c	μ
Molto scabra, (compreso il giunto dentato) $R_f \geq 3,0$ mm	0,5	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8 1,0 ($f_{ck} \geq 20$) ($f_{ck} \geq 35$)
Scabra, $R_f \geq 1,5$ mm	0,4	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7
Liscia (superficie in calcestruzzo senza trattamento dopo il costipamento o leggermente irruvidita in caso di getto contro la cassaforma)	0,2	0	0,5	1,1	0,4	0,6
Molto liscia (casseforme in acciaio, plastica, legno)	0,025	0	0	1,5	0,3	0,5

1) i giunti dentati devono soddisfare i requisiti geometrici indicati nella Figura 5.3.

Figura 5.3

Geometria di un giunto dentato

dove:

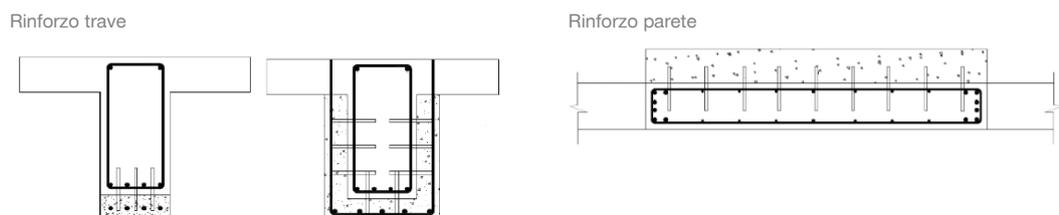
 d_k è l'altezza della dentatura e h_1 è la lunghezza della dentatura


5.3.2 Progettazione in condizioni sismiche

La progettazione dell'interfaccia a taglio sotto carico ciclico sismico è trattata nel TR 066 [15]. La forza sismica che agisce sull'elemento strutturale attiva forze di trazione perpendicolari all'interfaccia, che vengono trasportate dal connettore e trasferite ai due strati di calcestruzzo. Alcuni casi tipici di rinforzo sismico sono riportati nella Figura 5.4.

Figura 5.4

Tipiche applicazioni di riparazione/rinforzo sismico che coinvolgono le interfacce con connettori a taglio



In condizioni sismiche, la resistenza dei connettori e la modalità di rottura determinante degli stessi devono essere calcolate assumendo la categoria di prestazione C1 o C2, a seconda dell'applicazione e

dell'ipotesi di progetto. Come per la parte statica, la guida a questo proposito è fornita dalla norma EN 1992-4 [18]. La resistenza sismica di progetto τ_{Rd} (TR066, 3.2) dell'interfaccia è calcolata come segue:

$$\tau_{Rd} = \alpha_{sism} \left[c_r \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} + \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \kappa_1 \cdot \alpha_{k1} \cdot \rho \cdot \sigma_{S,eq} + \kappa_2 \cdot \alpha_{k2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \right] \leq \beta_c \cdot \nu_e \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

$\sigma_{S,eq}$ è la sollecitazione dell'acciaio associata alla relativa modalità di rottura in condizioni sismiche;
 α_{sism} viene indicato nell'ETA del prodotto pertinente in conformità all'EAD 332347-00-0601 [14].

e gli altri parametri possono essere presi dalla Tabella 5.

Tabella 5

Coefficienti e parametri per diverse scabrezze superficiali per carico ciclico sismico

Caratteristiche della superficie dell'interfaccia	c_r	κ_1	κ_2	β_c	μ ($f_{ck} \geq 20$ MPa)	μ ($f_{ck} \geq 35$ MPa)
Scabra, $R_f \geq 1,5$ mm	0	0,5	0,9	0,5	$0,4 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$	$0,27 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$
Liscia (superficie del calcestruzzo senza trattamento dopo il costipamento o leggermente irruvidita in caso di getto contro la cassaforma)	0	0,5	1,1	0,4	$0,27 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$	$0,135 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$

5.3.3 Progettazione a fatica

Quando un'interfaccia è soggetta a variazioni ripetitive e sostanziali delle sollecitazioni, cioè non a forze prevalentemente statiche, deve essere progettata per resistere alla fatica. In queste circostanze l'interfaccia tra i due strati di calcestruzzo deve essere sempre scabra.

Secondo l'EOTA TR066 [15], la fatica deve essere presa in considerazione tramite un coefficiente di riduzione η_{sc} (TR066 2.13):

$$\Delta\tau_{Ed} \leq \eta_{sc} \cdot \tau_{Rd}$$

In generale possono capitare tre situazioni diverse e per questioni di semplicità di esposizione viene riportato solo il caso senza carichi statici (Fare riferimento a Sezione 2.3.2 TR066 per approfondimento) per cui:

$$\Delta\tau_{Ed} = \tau_{Ed,max}$$

$$\eta_{sc} = 0,4 \quad (\text{se non diversamente indicato nell'ETA del relativo connettore})$$

dove:

$\Delta\tau_{Ed}$ è la sollecitazione di taglio che agisce come carico di fatica;

$\Delta\tau_{Ed,max}$ è il limite superiore della sollecitazione di taglio che agisce come carico di fatica;

5.4 Progettazione della resistenza dell'interfaccia a taglio secondo il metodo Hilti

In alternativa al TR066 [15], quando non è disponibile una ETA per il prodotto tradizionale, Hilti supporta gli ingegneri strutturisti fornendo un metodo di progettazione basato su ricerca scientifica ed esperienza Hilti. Questo metodo può essere adottato sia per la progettazione statica sia per quella sismica. Questa alternativa è particolarmente utile nei casi in cui la sovrapposizione dei due strati di calcestruzzo venga gestita con barre d'armatura piegate a L. Il metodo Hilti è dunque applicabile con barre piagate sia con resina RE 500 V4 sia con HY 200-R V3. La resistenza di progetto segue l'equazione:

$$v_{Rd} = \underbrace{\mu_h \cdot (\sigma_n + \kappa_{1h} \cdot \rho \cdot \sigma_s)}_{\text{attrito di taglio}} + \underbrace{\kappa_{2h} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}}_{\text{effetto spinotto}} \leq \underbrace{\beta_c \cdot v \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}_{\text{puntone in calcestruzzo}}$$

nella quale:

- μ_h è il coefficiente di attrito valutato con $\mu_h = 0.3 \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$ e $\sigma_c = \rho \cdot \sigma_s$;
- σ_n è il valore Minimo di sforzo normale di compressione dovuto a carichi esterni (compressione con segno positivo);
- ρ è il rapporto geometrico dell'acciaio dei connettori che attraversano l'interfaccia e l'area dell'interfaccia stessa;
- σ_s è la sollecitazione dell'acciaio associata alla modalità di rottura dominante;
- κ_{1h} è il fattore che tiene in considerazione il contributo del meccanismo di attrito di taglio secondo la Tabella 6;
- κ_{2h} è il fattore di contribuzione per il meccanismo dell'effetto spinotto secondo la Tabella 6;
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento del connettore a taglio;
- γ_s è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio;
- γ_c è il fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo;
- α_{cc} è il coefficiente di riduzione del calcestruzzo per le resistenze di lunga durata;
- f_{ck} è il valore caratteristico più basso della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo tra i due strati di calcestruzzo;
- β_c è il coefficiente di resistenza del puntone compresso che è funzione della categoria di rugosità superficiale secondo TR 066 Tabella 2.2;
- v è uguale a $0,55 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} < 0,55$ ed è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo secondo fib Model Code 2010 [16] (Sezione 7.3-51);

Nel Metodo Hilti, vengono prese in considerazione solo le interfacce lisce e irruvidite meccanicamente. La Tabella 6 riporta i parametri necessari per l'applicazione del metodo Hilti.

Tabella 6

Parametri necessari per l'applicazione del metodo Hilti.

Parametro κ_{1h} (carico statico)	Caratteristiche dell'interfaccia	κ_{1h} ($6d < h_{eff} < 20d$)
	Irruvidito meccanicamente ($\geq 1,5$ mm)	0,60
	Interfaccia liscia ($< 1,5$ mm)	0,40
Parametro κ_{1h} (carico sismico)	Caratteristiche dell'interfaccia	κ_{1h} ($6d < h_{eff} < 20d$)
	Irruvidito meccanicamente ($\geq 1,5$ mm)	$0,02 \frac{h_{eff}}{d} + 0,2$
	Interfaccia liscia ($< 1,5$ mm)	0,20
Parametro κ_{2h}	Profondità di fissaggio normalizzata	κ_{2h}
	$\frac{h_{eff}}{d} > 8$	0,70
	$6 \leq \frac{h_{eff}}{d} \leq 8$	$0,1 \frac{h_{eff}}{d} - 0,1$
	$\frac{h_{eff}}{d} = 6$	0,5

5.5 Installazione

La corretta preparazione della superficie assieme all'installazione dei connettori a taglio sono le due operazioni fondamentali per soddisfare i requisiti di progetto. Le fasi principali sono le seguenti:

- rimozione del calcestruzzo danneggiato;
- preparazione della superficie mediante irruvidimento;
- installazione dei connettori a taglio post-installati secondo le istruzioni del produttore;
- ispezione e pull-out test in loco se richiesto dall'ingegnere strutturista;
- posizionamento della nuova armatura, pretrattamento dell'elemento esistente in calcestruzzo e getto del nuovo strato di calcestruzzo.

La scabrezza della superficie influisce in modo decisivo sugli sforzi di taglio che possono essere trasmessi. Ai fini della progettazione, il parametro chiave che ne tiene conto è la profondità media della rugosità R_t che viene misurata secondo il metodo *sand-patch* [17]. Le tre tecnologie comunemente utilizzate per irruvidire la superficie sono l'idro-scarifica, la sabbiatura e l'irruvidimento meccanico (Figura 5.5).

Figura 5.5

Metodi di irruvidimento della superficie del calcestruzzo



Quando si specifica il trattamento superficiale si raccomanda di specificare la rugosità media R_t desiderata invece del solo metodo d'irruvidimento in modo da garantire la prestazione definita in fase progettuale. Prima di approvare il trattamento è necessario creare una superficie campione e controllarla con il metodo del *sand-patch* [17]. Un'indicazione della scabrezza superficiale è riportata nella Tabella 7.

Tabella 7

Indicazione della rugosità della superficie

Categoria	Metodi/ Situazione	Applicazione: statico e quasi- statico	Applicazione: carico ciclico a fatica	Applicazione: carico ciclico sismico	R_t^* [mm]
Molto scabra	Idro-scarificato, dentellato	Si	Si	Si (da gestire come Ruvido)	$\geq 3,0$
Scabra	Trattato con sabbiatura	Si	No	Si	$\geq 1,5$
Liscia	Non trattato, leggermente ruvido	Si	No	Si	$< 3,0$
Molto liscio	Calcestruzzo esistente gettato contro casseforme in acciaio	Si	No	No	Non misurabile

*Parametro per la rugosità superficiale basato sulla misurazione volumetrica secondo il metodo del sand-patch [17].

R_t è l'altezza media della rugosità che viene con questa misurazione. Possono essere utilizzati altri metodi per la determinazione della scabrezza superficiale ma è poi necessario fornire l'equivalenza con i valori dati di R_t .

I connettori devono essere posizionati nella direzione portante dell'elemento costruttivo rispetto alla distribuzione della forza di taglio applicata, in modo tale da vincolare internamente lo spostamento relativo all'interfaccia e impedire il *de-bonding* del nuovo rivestimento in calcestruzzo.

Il pretrattamento viene solitamente eseguito con un primer di malta cementizia. Prima di applicare il primer, il calcestruzzo esistente deve essere adeguatamente bagnato con 24 ore di anticipo e successivamente ad intervalli adeguati. Oltre a ciò, prima dell'applicazione del primer, la superficie del calcestruzzo deve essere lasciata asciugare in modo tale da avere solo un aspetto opaco e umido.

La malta utilizzata come primer deve essere composta da acqua e parti uguali in peso di cemento Portland e sabbia di granulometria 0,2 mm. Questa deve essere applicata con un pennello sulla superficie di calcestruzzo.

La miscela di calcestruzzo per la creazione del nuovo getto deve essere formulata in modo da garantire un basso ritiro. Questo nuovo strato deve essere posato sul primer ancora fresco, cioè bagnato su bagnato.

Per garantire un'adeguata durabilità del rivestimento è necessario un attento controllo. Subito dopo la posa, il nuovo strato di calcestruzzo deve essere protetto per un periodo sufficientemente lungo (almeno cinque giorni) dall'essiccazione e dall'eccessivo raffreddamento.

5.6 Soluzioni consigliate da Hilti

Sotto viene fornita una panoramica semplificata di alcune soluzioni Hilti che si possono trovare nei vari mercati europei e delle loro caratteristiche tecniche rilevanti per la progettazione. Sicuramente uno degli aspetti principali che guida la scelta progettuale è la conformità del prodotto con riferimento alle condizioni di carico. Il connettore HUS4-H è certificato ETA anche per carichi sismici.

Tabella 8

Soluzioni consigliate per il rinforzo tramite la sovrapposizione di strati in calcestruzzo

	Sistema Hilti per connettori a taglio	Hilti HCC-B + RE 500 V4	Barra filettata HAS-U + RE 500 V4 o HY 200 R V3	Tondino piegato + RE 500 V4 o HY 200 R V3
Vantaggi	La prima soluzione per la produttività del cantiere e la facilità di installazione	Non bisogna preparare le barre filettate e prestazioni sono elevate	Elevata flessibilità nella profondità di fissaggio sia nel calcestruzzo esistente che in quello nuovo	
Certificazione e condizioni di carico disponibili	Statico Sismico	Statico Fatica	Statico	Statico Sismico
Gamma di diametri	Statico [mm] da 8 a 16 Sismico [mm] da 8 a 16	Statico [mm] 16 Fatica [mm] 16	Statico M10 - M12 - M16	Statico [mm] da 8 a 20 Sismico da 10 a 20
Software di progettazione	Modulo di sovrapposizione del calcestruzzo di PROFIS Engineering			
Fasi d'installazione	<ol style="list-style-type: none"> 1. Irruvidimento della superficie; 2. foratura; 3. pulizia del foro; 4. installazione HUS4-H; 5. getto di nuovo calcestruzzo. 		<ol style="list-style-type: none"> 1. Irruvidimento della superficie 2. Foratura 3. Pulizia del foro 4. Iniezione di resina (HCC-B si installa prima) 5. Installazione del connettore 6. Tempo d'indurimento della malta 7. Posa del nuovo calcestruzzo 	
Commento per l'installazione	<ul style="list-style-type: none"> • Installazione senza iniezione di resina. • Certificato per installazione senza pulizia del foro (d < 16 mm). • HUS4-H installato con avvitatore a impulsi. 		Il sistema Hilti SafeSet con punta cava contribuisce ad aumentare la produttività dell'installazione.	

Panoramica semplificata, i dettagli sono riportati nei relativi ETA di prodotto

6. FISSAGGI DELLA PIASTRA DI BASE

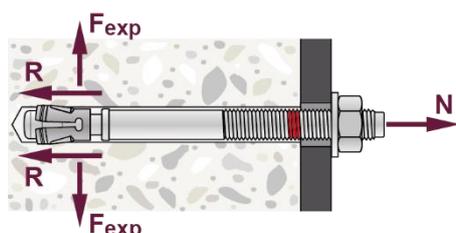
6.1 Cosa sono

Le applicazioni di fissaggio della piastra di base post-installata si verificano ogni volta che un elemento in acciaio deve essere fissato al materiale di base, tipicamente il calcestruzzo per le applicazioni sui ponti. I sistemi di fissaggio coprono un'ampia gamma di applicazioni in cui i requisiti di progettazione possono essere molto diversi. Per alcune applicazioni si devono considerare aspetti particolari di progettazione come, ad esempio, come i carichi a fatica per le barriere acustiche. Un altro aspetto importante da tenere in considerazione è la sismicità che interviene in special modo per il retrofitting; basti pensare all'installazione di smorzatori viscosi sismici, di isolatori di base sismici o di piastre di base strutturali per la post-tensione esterna.

Esistono tre principi di funzionamento fondamentali che determinano la tenuta dell'ancoraggio nella struttura in calcestruzzo e che, tipicamente, identificano la tipologia di ancoraggio:

Principi operativi di base per il fissaggio delle piastre di base

Espansione

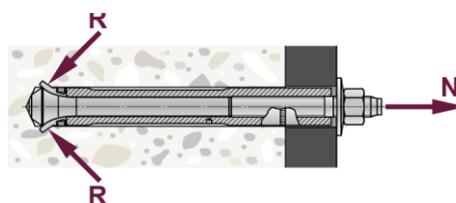


Il tassello ad espansione a controllo di coppia (tassello a battere), viene inserito nel foro e ancorato serrando il dado con una chiave dinamometrica calibrata. Si produce una forza di trazione nel bullone tale per cui il cono sulla punta dell'ancorante viene trascinato nel manicotto di espansione e costretto contro i lati del foro. I tasselli trasferiscono il carico di trazione alla parete del foro principalmente per attrito tra cono e materiale base.

I tasselli ad espansione a spostamento controllato (tasselli *drop in* o tasselli a filo) sono costituiti da un manicotto di espansione e da un cono. Vengono installati espandendo il manicotto grazie ad una deformazione controllata. Questo si ottiene generalmente spingendo il cono nel manicotto o il manicotto sul cono.

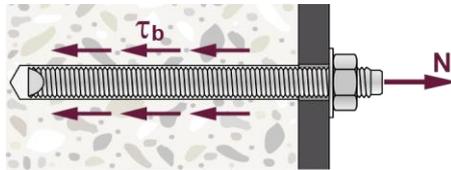
In ambo i casi, il carico applicato N viene equilibrato dalle forze di reazione R prodotte dall'attrito creato nel materiale base grazie a forza di espansione F_{exp} .

Incastro meccanico (per forma)



Come nei tirafondi gettati in opera, i tasselli sottogadro sviluppano un incastro meccanico tra l'ancoraggio e il materiale di base. Il carico applicato N viene equilibrato dalle forze di reazione R prodotte dall'incastro creato nel materiale base. Al fine di creare questo vincolo, il foro cilindrico viene modificato per creare un intaglio, anche detto sottogadro, di una dimensione specifica in un punto definito, sia per mezzo di una speciale apparecchiatura di perforazione sia per l'azione di sottogadro dell'ancorante stesso. In caso di autotaglio, il sottogadro viene generato dall'elemento di espansione incorporato nel tassello. L'uso dell'azione rotatoria necessaria per l'installazione consente all'elemento di espansione di tagliare contemporaneamente il calcestruzzo e di allargarsi fino alla posizione di installazione completa. Il gambo conico offre alla sua estremità uno spazio per la polvere di perforazione che si accumula durante la formazione del sottogadro. Questo processo consente di ottenere una corrispondenza precisa tra la forma del sottogadro e la geometria dell'ancoraggio.

Adesione



Gli ancoranti chimici sono disponibili in vari sistemi. Si può fare una distinzione tra ancoranti in cui la resina è contenuta in capsule di plastica o di vetro e sistemi a iniezione in cui la resina è fornita in cartucce.

Il legame adesivo si crea tra la resina e la parte in calcestruzzo. In aggiunta all'aderenza, l'ancorante chimico si infila nei pori della parete di calcestruzzo e dopo che si è indurito ottiene anche un meccanismo resistente locale per forma, *micro-keying*. La forza applicata si trasferisce per forma (incastro meccanico) dalla barra filettata alla resina chimica e sia per aderenza sia forma dalla resina alla parete in calcestruzzo del foro.

Un quarto esempio innovativo è rappresentato dagli ancoranti a vite. La loro capacità di aderire al materiale base deriva da un principio di incastro meccanico che è distribuito su tutta la lunghezza dell'ancoraggio. Gli ancoranti a vite si stanno affermando grazie alle loro elevate prestazioni e alla alta produttività dell'installazione. I tasselli a vite hanno un design geometrico e materiale abbastanza duro da riuscire ad auto-filettare il materiale base durante l'installazione. L'installazione consiste dunque nella perforazione nel materiale base e della successiva installazione del tassello. Possono essere installati con avvitatori a impulsi oppure con un trapano convenzionale dotato di adattatore. Il diametro del foro coincide con il diametro del gambo della vite, in modo che la filettatura venga incisa nel calcestruzzo e che l'ancorante si incastri durante l'avvitatura trasferendo il carico esterno al materiale base attraverso questa connessione.

In alcuni tasselli i principi di qui sopra possono anche essere combinati.

Indipendentemente dal tipo e dal principio di applicazione, la corrosione degli ancoraggi colpisce sempre i fissaggi delle piastre di base su applicazioni in ponti; per questo motivo, la corrosione viene trattata in un paragrafo dedicato.

6.2 Principi di progettazione

Fino al 2018, il quadro normativo è stato soggetto a numerosi aggiornamenti con un elevato livello di frammentazione tra i Rapporti Tecnici e le Linee Guida per la Valutazione Tecnica Europea. Dal 2018, la teoria degli ancoraggi post-installati è stata consolidata e adottata nel nuovo EC2-4 "Design of fastening for use in concrete" [18].

L'EC2-4 fornisce un metodo di progettazione per i fissaggi utilizzati per trasmettere le azioni al calcestruzzo e fa riferimento alla teoria dell'ancorante in cui la capacità di trazione del calcestruzzo viene utilizzata direttamente per trasferire i carichi nella struttura esistente (Figura 6.1).

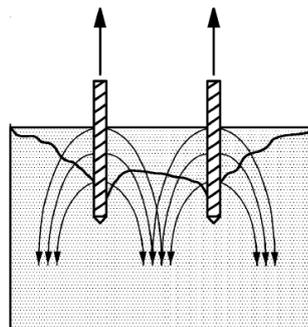


Figura 6.1

Principio della teoria di progettazione degli ancoraggi

In generale, a favore di sicurezza, il materiale di base può essere assunto come fessurato per tutta sua vita utile di servizio. Il calcestruzzo non fessurato può essere assunto solo se si dimostra che, sotto la combinazione di carico caratteristica allo stato limite di servizio, l'elemento di fissaggio con la sua intera profondità di fissaggio si trova in una zona di calcestruzzo non fessurato. Questa verifica può essere effettuata attraverso la seguente equazione (EC2-4, 4.4):

$$\sigma_L + \sigma_R \leq \sigma_{adm}$$

dove:

- σ_L è la sollecitazione nel calcestruzzo indotta dai carichi esterni, compresi anche quelli che trasmette l'ancorante;
- σ_R è la sollecitazione nel calcestruzzo dovuta al contenimento di deformazioni intrinseche imposte (ad es. ritiro del calcestruzzo) o di deformazioni estrinseche imposte (ad es. dovute allo spostamento del supporto o a variazioni di temperatura). Se non viene condotta un'analisi dettagliata, si deve assumere $\sigma_R = 3 \text{ N/mm}^2$;
- σ_{adm} è la tensione di trazione ammissibile per poter definire il calcestruzzo non fessurato.

Il concetto di progettazione degli ancoranti è lo stesso di qualsiasi altro progetto strutturale: le azioni di progetto devono essere inferiori o uguali alle resistenze di progetto. Le resistenze sono divise per i fattori di sicurezza parziali che si trovano nella norma EC2-4 e nell'ETA dell'ancorante in questione.

6.3 Progettazione statica

La progettazione in conformità all'EC2-4 [18] può essere applicata sia a ponti e viadotti nuovi sia a quelli esistenti che rientrano nel campo di applicazione degli eurocodici strutturali.

Gli ancoranti possono essere progettati sia come elementi singoli sia come gruppi di elementi di fissaggio per l'ancoraggio nel calcestruzzo normale. In quest'ultimo caso è necessario che all'interno di un gruppo vengano utilizzati solo ancoranti dello stesso tipo, produttore, diametro e profondità di ancoraggio. Per un gruppo di elementi di fissaggio, i carichi sono trasferiti ai singoli ancoranti per mezzo di un dispositivo, che solitamente consiste in una piastra d'acciaio. Sebbene la progettazione della piastra stessa non sia considerata nell'EC2-4 [18], il progetto deve comunque corrispondere ad uno standard rilevante e lo stesso EC2-4 fornisce alcune importanti indicazioni al riguardo.

La verifica deve essere eseguita per due stati limite:

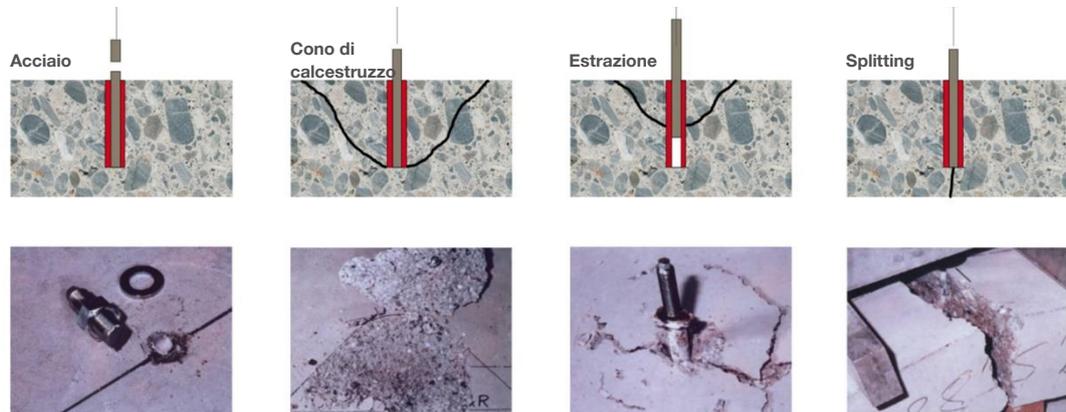
- Stato limite di servizio: si deve dimostrare che sotto le azioni caratteristiche lo spostamento che si verifica non è maggiore dello spostamento ammissibile. Lo spostamento ammissibile dipende dall'elemento da fissare e deve essere specificato dall'ingegnere progettista.
- Stato limite ultimo: si deve dimostrare che il valore delle azioni di progetto non supera il valore della resistenza di progetto. La resistenza di progetto è determinata dal modo di rottura con il valore di resistenza più basso che risulta quindi decisivo per il dimensionamento e la progettazione.

L'utilizzo ottimale dell'ancorante è possibile solo se la progettazione prende in considerazione la direzione del carico e il tipo di azione. A seconda delle proporzioni tra questi fattori (e non solo) possibile attivare diversi modi di rottura. Per tasselli meccanici e ancoranti chimici post-installati sotto azioni di trazione (Figura 6.2), l'EC2-4 [18] distingue i meccanismi di rottura in: rottura dell'acciaio, rottura per sfilamento, rottura del cono di calcestruzzo e splitting sotto carico e durante l'installazione. Per gli ancoranti sottosquadro si aggiunge una modalità di rottura che è l'espulsione del bordo se questi sono installati in prossimità di un bordo. Per azioni di taglio, le modalità di rottura comprendono la rottura dell'acciaio (rottura a taglio puro o a flessione), la rottura del bordo in calcestruzzo, la rottura per scalzamento e la rottura del bordo del calcestruzzo. Inoltre, per la progettazione degli ancoranti è possibile prendere in considerazione l'effetto benefico dell'armatura esistente nel calcestruzzo (intesa come supplementare). In tal caso l'armatura deve essere anche essa verificata per evitare un'eventuale rottura dell'acciaio e un'eventuale perdita dell'ancoraggio della stessa nell'elemento in calcestruzzo. Al termine della valutazione delle resistenze, la resistenza nominale più bassa in trazione e quella più bassa a taglio devono essere combinate.

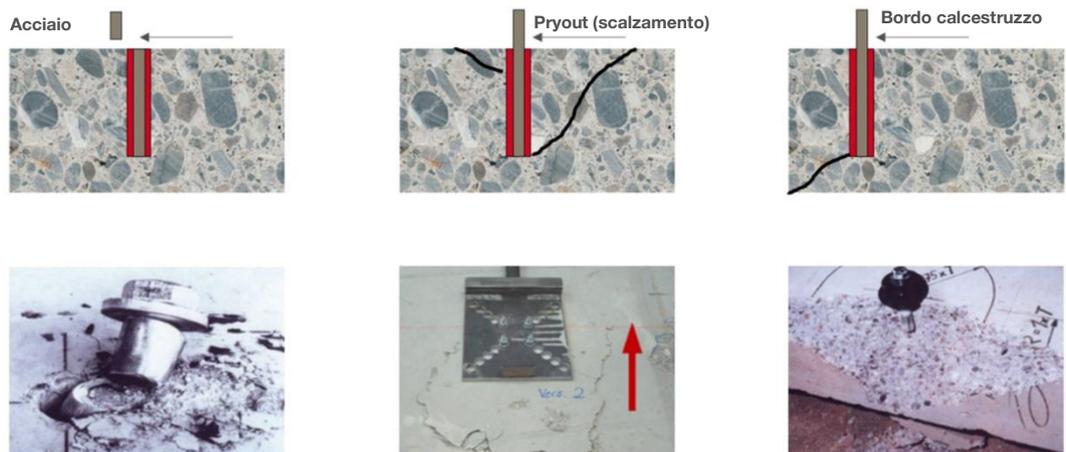
Figura 6.2

Modalità di rottura a trazione e a taglio per gli ancoraggi post-installati

Modalità di rottura per azioni di trazione per ancoranti post-installati



Modalità di rottura per azioni di taglio per gli ancoranti post-installati



Quando esistono combinazioni di azioni sia trazione sia di taglio e non è presente armatura supplementare nel materiale di base, le verifiche per le due modalità di rottura, sia dell'acciaio sia del calcestruzzo, sono eseguite separatamente e poi combinate per la verifica finale come segue:

Per rottura lato acciaio (EC2-4, 7.54):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1$$

con:

dove:

N_{Ed}, V_{Ed} rispettivamente azione risultante di progetto di trazione e taglio degli ancoranti;

$N_{Rd,s}, V_{Rd,s}$ rispettivamente resistenza di progetto dell'acciaio per trazione e taglio degli ancoranti;

Per rottura lato calcestruzzo (EC2-4, 7.55, 7.56):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad \text{o} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \leq 1,2$$

In cui

$N_{Rd,i}$, $N_{Rd,i}$ sono rispettivamente valore di resistenza di progetto per la modalità di rottura più critica a trazione e taglio lato calcestruzzo per gli ancoranti

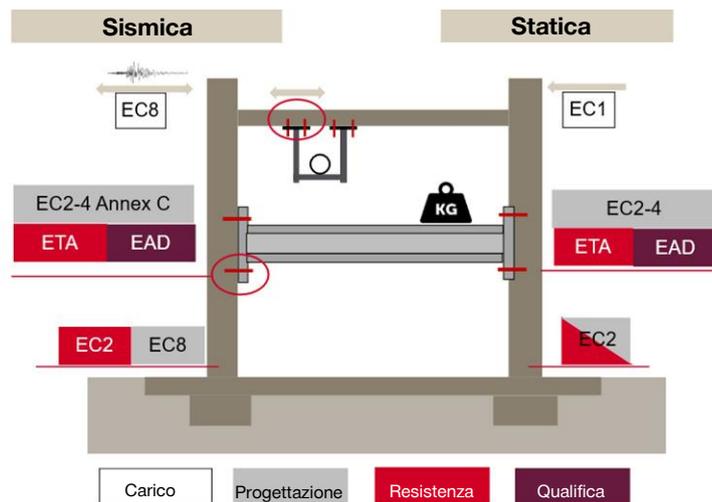
Per la verifica si deve considerare il valore maggiore di $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ e di $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ per le diverse modalità di rottura.

6.4 Progettazione sismica

Dal 2013 l'EOTA TR045 [19] fornisce un metodo per effettuare il calcolo sismico degli ancoranti post installati. Questo Technical Report è stato sostituito nel 2018 dall'EC2-4 Allegato C: Progettazione dei fissaggi sotto azioni sismiche. Questo allegato è stato pubblicato in aggiunta all'EC2-4 per definire le modifiche che distinguono la progettazione sismica da quella statica. Nonostante ciò, la progettazione sismica degli ancoraggi mantiene però la stessa filosofia e formulazione dalla progettazione statica.

Figura 6.3

Panoramica del sistema Eurocodice per calcestruzzo e ancoraggi



La differenza principale tra i carichi sismici e quelli statici che agiscono sugli ancoraggi consiste nella natura dinamica e ciclica indotta da un evento sismico. Prendiamo ad esempio degli ancoranti installati in un elemento in calcestruzzo. Se la zona dove si trovano gli ancoranti fosse soggetta a compressione in condizioni statiche allora si potrebbe considerare la condizione non fessurata del materiale base (Sezione 6.2) ma si deve prestare molta attenzione. Infatti, durante l'azione sismica, questa zona del materiale base che è soggetta a compressione in condizioni statiche potrebbe essere improvvisamente sottoposta a ad azioni di trazione. Di conseguenza, è altamente probabile che si creino fessure nel materiale base e che queste intersechino la sede dell'ancorante, anche se tale posizione era stata ipotizzata non fessurata. L'ampiezza delle fessure generate durante un terremoto è, in generale, significativamente maggiore rispetto a quelle dovute ad un carico statico e può raggiungere facilmente una ampiezza di 0,8 mm. In condizioni statiche, le fessure sono limitate solitamente a una ampiezza di 0,3 mm. Per giunta, il movimento relativo degli elementi in calcestruzzo sotto carico sismico causa l'apertura e la chiusura di fessure, in combinazione con carichi ciclici applicati all'ancoraggio dovuti al sisma stesso. Risulta quindi evidente che gli eventi sismici hanno importanti conseguenze sul carico e sul comportamento degli ancoranti nel materiale di supporto. Pertanto, alcuni ancoranti possono non essere idonei all'uso in condizioni sismiche oppure avere una capacità di carico inferiore in condizioni sismiche rispetto a condizioni statiche.

L'Allegato C dell'EC2-4 classifica gli ancoranti idonei all'utilizzo in condizioni sismiche in due categorie: C1 e C2. Secondo questa normativa, gli ancoranti non omologati per applicazioni sismiche dovrebbero

essere utilizzati solo in aree a sismicità assente o bassissima, mentre la maggior parte delle aree sismiche richiede l'uso di ancoraggi con categoria di prestazione sismica C2.

In sintesi, per effettuare una progettazione sismica secondo la categoria C1, è necessario quanto segue:

- Applicazione non strutturale in un edificio appartenente alla classe d'uso II o III;
- Fissaggio in zona aventi livelli di sismicità ($a_g S$) tra 0,05 e 0,1 g.

Se l'applicazione non è conforme alle specifiche di cui sopra, deve essere sempre scelto un ancorante con **qualifica sismica di categoria C2**, e di conseguenza anche una progettazione sismica adeguata.

La Tabella 9 fornisce le linee guida per la scelta del prerequisito in funzione dell'accelerazione al suolo e del tipo di applicazione, insieme alla rilevanza dell'edificio.

Tabella 9

Linee guida per la scelta della categoria sismica

$a_g S$	Applicazioni strutturali: Classe d'uso IV	Applicazioni strutturali: Classe d'uso II/III	Applicazioni non strutturali: Classe d'uso IV	Applicazioni non strutturali: Classe d'uso II/III
0,05 - 0,1 g		ETA C2		ETA C1
> 0,1 g		ETA C2		

Tuttavia, la scelta di un ancorante avente una categoria di prestazione sismica appropriata non è sufficiente a garantire la sicurezza in caso di evento sismico poiché la loro resistenza può variare significativamente anche all'interno della stessa categoria. È comunque necessario valutare accuratamente la resistenza per garantire la sicurezza degli ancoraggi.

Sono previste tre opzioni concettuali di calcolo della piastra base (figura 6.4):

Figura 6.4

Opzioni di calcolo sismico degli ancoranti

Calcolo per gerarchia delle resistenze (rottura duttile)



L'ancoraggio deve resistere al carico corrispondente alla capacità degli elementi collegati. In questo caso, il carico impiegato per il calcolo dell'ancoraggio risulta dalla resistenza degli elementi collegati.

Calcolo elastico (rottura fragile)



Questo è l'unico approccio che consente la rottura fragile (lato calcestruzzo). La verifica della resistenza è eseguita con la massima sollecitazione che deriva dall'assunzione del comportamento strutturale elastico con fattore di struttura $q=1$.

Calcolo per rottura duttile dell'ancorante (rottura duttile)



La rottura a trazione lato acciaio dell'ancorante deve essere quella dimensionante e devono essere rispettati i requisiti di comportamento duttile dell'ancorante.

Considerando la difficoltà nel definire i carichi per il metodo della gerarchia delle resistenze e l'estrema difficoltà a conseguire la rottura duttile dell'ancorante nell'applicazione, per calcoli con piastra base si usa nella maggior parte dei casi l'approccio elastico.

Oltre a tutti i fattori di sicurezza che devono essere tenuti in considerazione in condizioni statiche, la norma EN 1992-4 Allegato C [18] definisce due coefficienti aggiuntivi (α_{eq} e α_{gap}) per diminuire la resistenza in condizioni sismiche:

α_{eq} è il fattore che tiene conto dell'influenza delle fessurazioni dovute al sisma e della dispersione della curva carico-spostamento sotto carico sismico;

α_{gap} è il fattore di riduzione che è necessario per tener conto degli effetti di inerzia dovuti (martellamento) a un gioco anulare tra ancorante e piastra base in caso di carico a taglio durante l'azione sismica. Questo viene indicato nella relativa Valutazione Tecnica Europea (ETA)

I valori di α_{eq} sono tabulati nel prospetto C.3 EN 1992-4 Allegato C [18] in funzione del tipo di carico, modalità di rottura e in funzione della verifica per singolo o gruppo di ancoranti.

Nel caso di azioni di taglio durante la azione sismica, le forze sugli ancoranti devono essere amplificate se esiste un gioco anulare tra ancorante e il foro della piastra perché questo gioco è causa un effetto di martellamento sul tassello. Questo effetto viene considerato nella resistenza del fissaggio tramite il coefficiente α_{gap} . In assenza di informazioni nella Valutazione Tecnica Europea (ETA), possono essere utilizzati i seguenti valori: $\alpha_{gap} = 0,5$ nel caso sia presente del gioco tra il foro nella piastra e l'ancorante e $\alpha_{gap} = 1$ nel caso in cui non ci sia questo spazio anulare. Il progettista deve utilizzare il set di riempimento sismico per trascurare ($\alpha_{gap} = 1$) l'effetto di martellamento sotto carichi di taglio sismici.

6.5 Requisito di vita utile di 100 anni

Per ponti, gallerie e altre strutture civili, l'EC0 [23] prevede un requisito di vita utile di 100 anni. Anche le post installazioni di piastre nelle strutture con categoria di vita utile di progetto devono soddisfare il requisito dei 100 anni.

Con la pubblicazione dell'EAD 330499-01-0601-v01 [20], gli ancoraggi possono ora essere progettati per una vita utile di 100 anni. Le modifiche apportate al prerequisito dei 100 anni nella nuova EAD comportano le seguenti considerazioni:

- **Riduzione della aderenza** in alcune circostanze relative a carichi sostenuti, cicli di fessurazione ed effetti della temperatura:
 - riduzione del 0-10% nel calcestruzzo non fessurato;
 - riduzione del 15-40% nel calcestruzzo fessurato.
- **Aumento degli spostamenti a lungo termine:**
 - riduzione del 0-10% nel calcestruzzo non fessurato;
 - riduzione del 15-40% nel calcestruzzo fessurato.

Come vengono utilizzati i valori di vita utile di 100 anni nel progetto:

La progettazione segue il nuovo quadro EC2-4 per l'ancoraggio nel calcestruzzo.

La Tabella 10 descrive come vengono valutati i dati tecnici progettuali per il requisito di 100 anni secondo l'EAD di riferimento.

Altri fattori che dovrebbero essere presi in considerazione per la vita utile si riferiscono alla corrosione sono le Categorie di esposizione e i requisiti dell'acciaio per prevenire la corrosione.

Tabella 10

Valutazione dei valori di progetto per il requisito di 100 anni

Vita utile	50 anni	100 anni
Design	EC2-4	EC2-4
Basato su EAD	330499-01-0601	330499-01-0601-v01
Test di carico sostenuto	Periodo di 3+ mesi sotto carichi sostenuti; Spostamenti estrapolati a 50 anni e verificati rispetto al riferimento.	Periodo di 6+ mesi sotto carichi sostenuti; Spostamenti estrapolati a 100 anni e verificati rispetto al riferimento; 3+ mesi di spostamenti stabilizzati; Fattore di aumento degli spostamenti a 100 anni determinato in caso di valutazione precedente secondo 330499;
Test apertura chiusura delle fessure	1000 cicli nelle fessure (apertura chiusura); Gli spostamenti devono essere inferiori a 2 mm nei primi 20 cicli e inferiori a 3 mm per tutto il tempo.	2000 cicli di fessure; Gli spostamenti devono essere inferiori a 2 mm nei primi 20 cicli, inferiori a 3 mm per tutto il ciclo.
Test di gelo-disgelo	Cicli di congelamento e scongelamento fino alla stabilizzazione dello spostamento; Verifica della stabilizzazione dello spostamento.	<i>Nessun test aggiuntivo oltre all'EAD 330499-01-0601-v01; (perché? La prova di gelo-disgelo non è stata sviluppata per avere un'associazione con la vita utile)</i>
Esposizione all'alcalinità e zolfo	Test con immersione in ambiente alcalino ed esposizione? ai test Kesternich;	<i>Nessun test aggiuntivo oltre all'EAD 330499-01-601-v01 (Perché? Questi test di esposizione chimica non sono stati sviluppati per avere un'associazione con la vita utile)</i>

6.6 Corrosione

Ponti e viadotti sono esposti all'attacco dei cloruri a causa dell'esposizione ad ambienti marini o ai sali disgelo. Questo fatto causa la corrosione dei componenti in acciaio che è un problema significativo che riduce l'integrità strutturale e aumenta i requisiti di manutenzione. L'esposizione a queste condizioni richiede ispezioni, manutenzioni e ripristini regolari, che aumentano drasticamente i costi del ciclo di vita.

La protezione dalla corrosione è la misura principale per mitigare questi rischi. La protezione attiva dalla corrosione comprende le misure che influenzano direttamente la reazione di corrosione quali, ad esempio, la separazione galvanica, l'utilizzo di materiali resistenti alla corrosione e la protezione catodica. La protezione passiva dalla corrosione previene o almeno rallenta la corrosione attraverso l'isolamento del materiale metallico dall'agente corrosivo mediante l'applicazione di strati protettivi metallici o non metallici. Per i sistemi di fissaggio post-installati di solito non vi sono ispezioni o manutenzioni regolari; quindi, l'uso di materiale resistente o di un rivestimento protettivo è il metodo di protezione dalla corrosione più sicuro ed economico.

In generale, si prevede che la corrosione si verifichi quando il materiale, la protezione o la progettazione strutturale di un componente metallico non corrispondono ai requisiti dell'ambiente circostante. Per valutare il rischio di corrosione, è essenziale valutare l'interazione tra condizioni ambientali, proprietà dei materiali, combinazioni di materiali e caratteristiche progettuali. Per comprendere questa interazione, è necessario considerare i seguenti fattori che influenzano la corrosione atmosferica:

- umidità, è un requisito per tutte le reazioni di corrosione atmosferica;
- temperatura, maggiore è la temperatura, maggiore è la velocità di attacco corrosivo;
- Sali, l'aria salmastra in prossimità delle coste e il sale utilizzato per il disgelo invernale, tipico di ponti e viadotti, accelerano la corrosione;
- inquinamento industriale, l'elevato contenuto di anidride solforosa accelera le reazioni corrosive;
- corrosione galvanica (da contatto), questa forma di corrosione è causata dal contatto di metalli dissimili (dove un metallo è meno nobile dell'altro);

La Tabella 11 fornisce una linea guida generale per le applicazioni più comuni degli elementi di fissaggio che è ottima per aiutare a scegliere la giusta protezione alla corrosione degli ancoraggi post-installati.

Tabella 11

Guida alla scelta della protezione alla corrosione per gli ancoraggi post-installati

		Acciaio al carbonio con o senza fosfatazione	Elettrozincato	Acciaio al carbonio con rivestimento sherardizzato duplex	HDG/45-50 µm	A2 AISI 304	A4 AISI 316	HCR, ad es. 1.4529
Condizioni ambientali	Parte fissata							
Interno asciutto	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio, acciaio inox	■	■	■	■	■	■	■
Interno con condensazione temporanea	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio	-	-	■	■	■	■	■
	Acciaio inox	-	-	-	-	-	-	-
All'aperto con basso inquinamento	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio	-	-	□ ²⁾	□ ²⁾	□ ²⁾	■	■
	Acciaio inox	-	-	-	-	-	-	-
All'aperto con moderata concentrazione di inquinanti	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio	-	-	□ ²⁾	□ ²⁾	□ ²⁾	■	■
	Acciaio inox	-	-	-	-	-	-	-
Aree costiere	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio, acciaio inox	-	-	-	-	-	■	■
All'aperto, aree con forte inquinamento industriale	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio, acciaio inox	-	-	-	-	-	■	■
Vicinanza alle strade	Acciaio (zincato, verniciato), alluminio, acciaio inox	-	-	-	-	-	■	■
Applicazioni speciali		Consultare esperti						■

■ La durata prevista dei tasselli realizzati con questo materiale risulta di norma soddisfacente nell'ambiente specificato, in base alla durata prevista di un edificio. La vita utile ipotizzata nelle valutazioni tecniche europee ETA è tipicamente di 50 anni per gli ancoranti per il calcestruzzo, 25 anni per i dispositivi di fissaggio diretto e per le viti per pannelli in acciaio/sandwich e 10 anni per le viti di isolamento per tetti piani.

□ Si deve tenere conto di una diminuzione della durata prevista per gli elementi di fissaggio non inossidabili in queste condizioni ambientali (≤ 25 anni). Una maggiore durata di vita prevista richiede una valutazione specifica.

- Gli elementi di fissaggio realizzati con questo materiale non sono adatti all'ambiente specificato. Le eccezioni richiedono una valutazione specifica.

2) Da un punto di vista tecnico, i rivestimenti HDG/duplex e il materiale A2/304 sono adatti agli ambienti esterni con determinate limitazioni di durata e applicazione. Ciò si basa su una lunga esperienza con questi materiali, come risulta, ad esempio, dai tassi di corrosione per lo Zn indicati nella norma ISO 9224:2012 (categorie di corrosività, classi C), dalla tabella di selezione dei gradi di acciaio inossidabile riportata nell'approvazione tecnica nazionale rilasciata dal DIBt Z.30.3-6 (aprile 2014) o dai rapporti di valutazione ICC-ES per i nostri ancoraggi KB-TZ per il Nord America (ad esempio ESR-1917, maggio 2013). L'uso di questi materiali in ambienti esterni, tuttavia, non è attualmente contemplato dalle ETA degli ancoraggi in cui, al contrario, si afferma che gli ancoraggi in acciaio al carbonio zincato o in acciaio inox di grado A2 possono essere utilizzati solo in strutture soggette a condizioni interne asciutte, sulla base di una vita operativa presunta degli ancoraggi di 50 anni.

Per eseguire una valutazione della corrosione per l'acciaio inossidabile, è possibile seguire l'Eurocodice 3 (EN 1993-1-4) [21] dove, attraverso la definizione del Fattore di Resistenza alla Corrosione, è possibile valutare la Classe di Resistenza alla Corrosione per il grado di acciaio inossidabile adatto all'applicazione.

6.7 Installazione

L'Allegato F dell'EC2-4 [18] indica chiare istruzioni per l'installazione degli ancoraggi. La normativa pone l'accento non solo sulla posa tassello, ma anche sulla fase di esecuzione e pulizia del foro nel calcestruzzo. È necessario che le istruzioni fornite dal produttore siano seguite e riportate nell'ETA del prodotto.

Fasi principali dell'installazione di ancoraggi post-installati:

1. Esecuzione del foro in calcestruzzo come da indicazioni ETA del singolo prodotto. Le possibili metodologie di esecuzione del foro sono:
 - a) perforazione tramite trapano a percussione impostato in modalità rotazione-martello. La superficie del foro sarà ruvida;



Esempio di punta per perforatori

- b) perforazione attraverso una punta cava in modalità rotazione-percussione collegata a un aspiratore. La superficie del foro sarà ruvida. Questo sistema di perforazione rimuove automaticamente la polvere e pulisce il foro durante la creazione del foro stesso. Non sarà necessaria un'ulteriore fase di pulizia.



Esempio di punta cava (sistema Hilti SafeSet)

- c) perforazione attraverso il carotaggio diamantato in modalità di rotazione. Il foro sarà perfettamente liscio. Questo sistema consente di evitare le vibrazioni e di eseguire grandi diametri con una profondità rilevante.



Esempio di punta diamantata per carotaggio

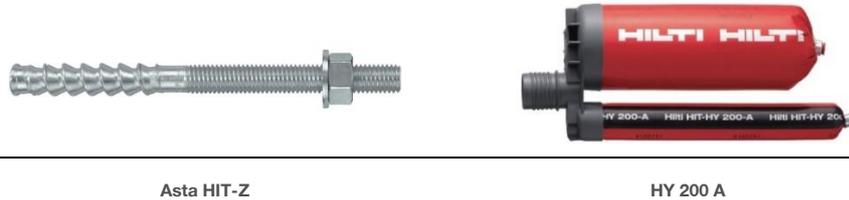
- d) Per incrementare le prestazioni, è possibile irruvidire il foro dopo il carotaggio diamantato utilizzando una punta specifica collegata a un martello in modalità rotazione-percussione.



Esempio di attrezzo di irruvidimento (sistema Hilti SafeSet)

2. Pulizia del foro in calcestruzzo come da relativa ETA. La fase di pulizia non è necessaria quando:

- a) si utilizza una punta cava del sistema Hilti SafeSet;
 - b) si utilizzano le barre speciali Hilti HIT-Z insieme alla resina vinilestere HY 200 A;



Asta HIT-Z

HY 200 A

- c) Si adotta l'ancoraggio meccanico a vite Hilti HUS4-H in special modo se vengono eseguiti 3 passaggi della punta nel foro, o quando l'ancoraggio è posizionato in verticale verso l'alto (dettagli riportati in ETA):



Tassello a vite HUS4-H

3. Iniezione di resina nel di ancoranti chimici.
4. Installazione dell'elemento in acciaio.
5. Tempo d'indurimento per ancoranti chimici e applicazione di coppia di serraggio per ancoranti chimici e meccanici come da ETA. Coppia di serraggio non necessaria per l'ancoraggio meccanico a vite HUS4.

Le armature presenti nel materiale base e vicine alla posizione del foro non devono essere danneggiate durante la perforazione. Negli elementi in calcestruzzo precompresso la distanza tra il foro e l'armatura precompressa deve essere di almeno 50 mm. Pertanto, per determinare la posizione dell'armatura precompressa nella struttura si può utilizzare un dispositivo adeguato, ad esempio un rilevatore di armature.

7. REFERENCE

- [1] Conférence Européenne des Directeurs des Routes. Trans-European Road Network, TEN-T (Roads): 2019 Performance Report.
- [2] OECD Statistics - International Transport Forum – Transport infrastructure investment and maintenance spending overview.
- [3] R. Pérez-Pena – New York Times – 21/08/2018.
- [4] P. Jacqué, G. Allix – Le Monde – 17/08/2018.
- [5] The Economist – Financial Time – New York Times – The Local DE – BAST.
- [6] Servizio Studi Camera dei Deputati – Infrastrutture Strategiche e Prioritarie: Programmazione e Realizzazione – 02/2020.
- [7] EOTA TR 023: Assessment of post-installed rebar connections, November 2006.
- [8] EAD 330087-00-0601: Systems for post-installed rebar connections with mortar 2018/C 370/05.
- [9] EN 1992-1-1: 2014. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part1-1: General rules and rules for buildings.
- [10] EOTA TR069. Design Method for Anchorage of post-installed reinforcing bars (rebars) with improved bond splitting behavior as compared to EN 1992-1-1. European Organization for Technical Assessment, Oct 2019.
- [11] EAD 332402-00-0601. Post-installed reinforcing bar (rebar) connections with improved bond-splitting behavior under static loading.
- [12] EAD 330087-01-0601 (Previously 331522). Systems for post-installed rebar connections with mortar under seismic action.
- [13] EAD 332402-00-0601 v01. Post-installed reinforcing bar (Rebar) connections with improved bond-splitting behavior under static loading: 100 years working life.
- [14] EAD 332347-00-0601. Connector for strengthening of existing concrete structures by concrete overlay.
- [15] EOTA TR066. Design and requirements for construction works of post-installed shear connection for two concrete layers.
- [16] fib Model Code 2010. fib Model Code for Concrete Structures 2010. And: fib Bulletin 72. Bond and Anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010.
- [17] EN 13036-1:2010. Road and airfield surface characteristics. Test methods. Measurement of pavement surface macrotexture depth using a volumetric patch technique.
- [18] EN 1992-4:2018. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete.
- [19] EOTA TR045 (superseded by EN 1992-4:2018). Design of metal anchors for use in concrete under seismic actions.
- [20] EAD 330499-01-0601-v01. Bonded fasteners for use in concrete. From July 2019 added: installation under low temperatures, working life of 100 years and sustained tension load assessment.
- [21] EN 1993-1-4:2010. Design of steel structure – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steel.
- [22] EN 1998-1:2005 Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- [23] EN 1990:2010 Basis of structural design
- [24] EAD 332402-00-0601 v02. Post-installed reinforcing bar (rebar) connections with improved bond-splitting behavior under seismic loading.

Versione originale: MSc. Riccardo Figoli e Dr. Klaus Schmid

Revisione italiana: MSc. Fjordi Memaj e Dr. Nicola Viale



Hilti Italia S.p.A.
Piazza Indro Montanelli, 20
20099 Sesto San Giovanni (MI)

www.facebook.com/Hiltitalia
www.hilti.it